

## 8 Mouvement sismique de calcul

### 8.1 Introduction

La définition du mouvement sismique requiert la détermination des paramètres suivants :

- Période de retour de référence pour le mouvement sismique de calcul. La valeur recommandée est [475] ans ; des valeurs différentes peuvent être spécifiées dans les Annexes Nationales (Section 2.2).
- Zone sismique et accélération maximale au rocher pour la période de retour de référence ( $a_{gR}$ ).
- Catégorie d'importance du bâtiment à dimensionner.
- Classe de sol représentative du site.
- Magnitude prédominante des ondes de surface des séismes qui contribuent à l'aléa sismique.

La période de retour de référence, le zonage sismique et les magnitudes prédominantes sont généralement définis par la Puissance Publique dans les Annexes Nationales appropriées.

Le zonage sismique de la France est défini par la Puissance Publique et référencé dans l'Annexe Nationale française. La Figure 8.1 présente le projet de zonage sismique réglementaire français.

## 8 Design ground motions

### 8.1 Introduction

In order to define the design ground motion, the following parameters need to be defined:

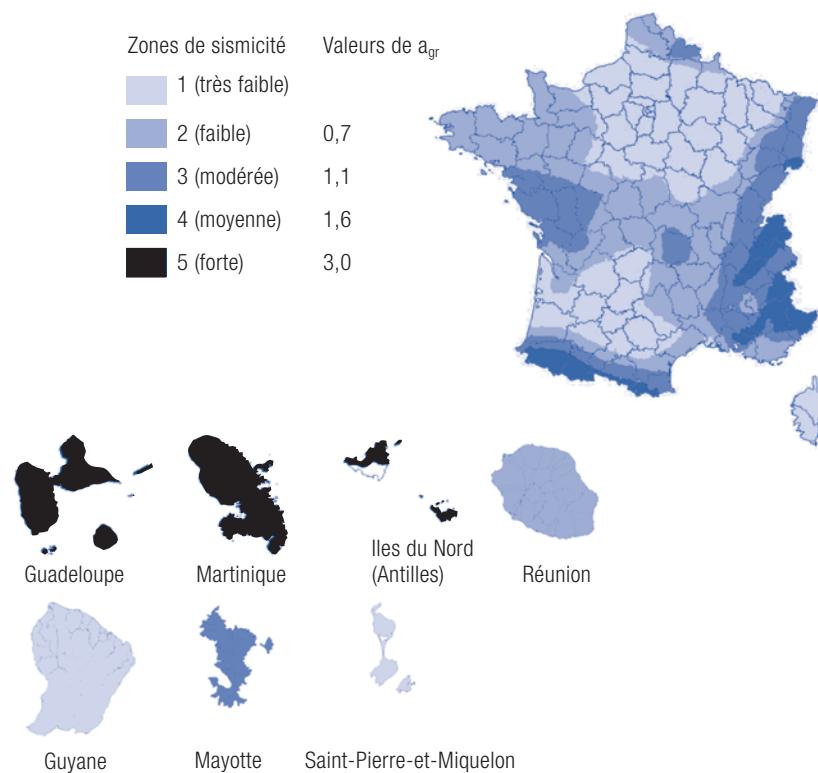
- Reference return period for the design ground motions. The recommended value is [475] years; different values may be specified in National Annexes (Section 2.2).
- Seismic zone and corresponding peak ground acceleration on rock for the reference return period ( $a_{gR}$ ).
- The importance class of the building being designed.
- The representative ground type for the site.
- The predominant surface wave magnitude of earthquakes that contribute to the seismic hazard.

The reference return period, seismic zoning and predominant magnitudes are generally provided by National Authorities in the respective National Annexes.

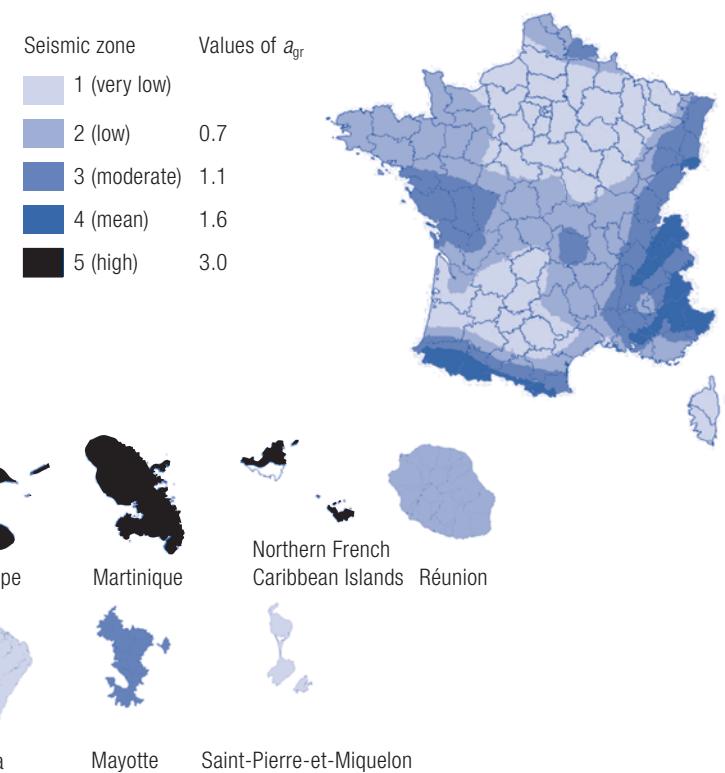
The seismic zoning of France is defined by French Authorities and referred to in the French National Annex. Figure 8.1 shows the proposed regulatory seismic zoning of France.

8.1

## Mouvement sismique de calcul

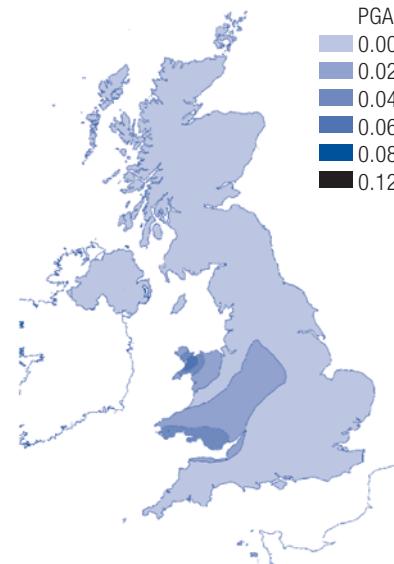
**Fig 8.1** Projet de carte du zonage sismique réglementaire français (avec  $a_{gr}$  en m/s<sup>2</sup>)

Le zonage sismique du Royaume-Uni n'est pas fourni dans l'Annexe Nationale du Royaume-Uni, qui néanmoins se réfère au PD 6698: 2009<sup>1</sup> qui contient les cartes de zonage présentées sur la Figure 8.2. L'Avant Propos National du Royaume-Uni indique qu'il n'est pas requis, au Royaume-Uni, de prendre en compte les sollicitations sismiques et que l'intégralité du Royaume-Uni peut être considérée comme une zone de très faible sismicité. La Section 5.5 définit les zones de faible et très faible sismicité et spécifie les exigences de dimensionnement sismique qui s'y appliquent.

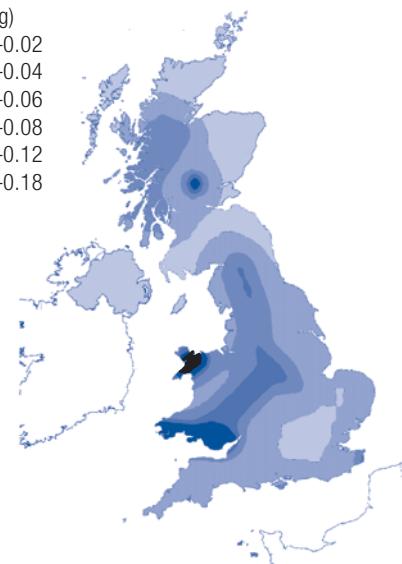
**Fig 8.1** Proposed regulatory zoning map of France (with values of  $a_{gr}$  in m/s<sup>2</sup>)

The seismic zoning of the UK is not contained in the UK National Annex, which however refers to PD 6698: 2009<sup>1</sup> which contains the zoning maps reproduced here as Figure 8.2. The UK National Foreword states that there is no requirement in the UK to consider seismic loading and the whole of the UK can be considered as an area of very low seismicity. Section 5.5 defines areas of low and very low seismicity and specifies the seismic design requirements which apply to them.

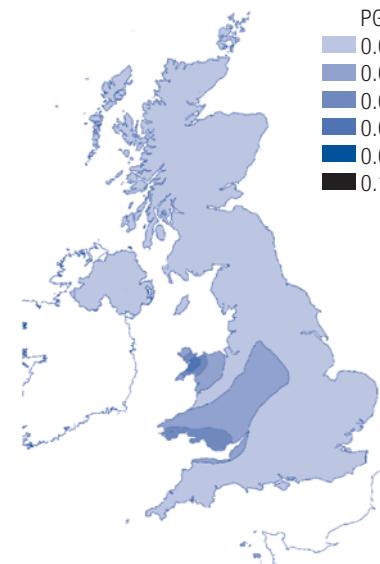
(a) Période de retour 475 ans



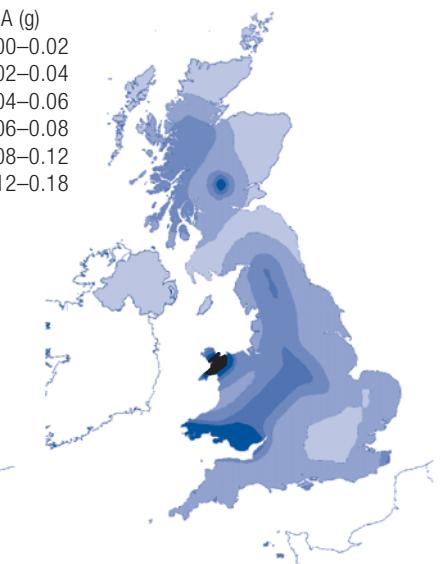
(b) Période de retour 2500 ans



(a) 475 year return period



(b) 2500 year return period



**Fig 8.2** Cartes d'aléa sismique donnant l'accélération maximale au rocher (PGA) pour des périodes de retour de 475 ans et 2500 ans (d'après Musson et Sargeant<sup>36</sup>)

**Fig 8.2** Seismic hazard map of Peak Ground Accelerations on rock (PGA) for 475 year and 2500 year return periods (from Musson and Sargeant<sup>36</sup>)

La Figure 8.3 présente une carte d'aléa sismique de l'Europe, qu'il est suggéré d'utiliser à un stade préliminaire de dimensionnement dans les pays pour lesquels il n'existe pas une carte de zonage officielle.



**Fig 8.3** Carte d'aléa sismique de l'Europe pour une période de retour de 475 ans (European Seismological Commission<sup>37</sup>)

Figure 8.3 provides a seismic hazard map for Europe, which it is suggested might be used for the early stages of design in countries, where no official zonation map is available.



**Fig 8.3** European seismic hazard map for 475 year return period (European Seismological Commission<sup>37</sup>)

## 8.2 Catégories d'importance

Les bâtiments sont répartis dans quatre catégories d'importance indiquées au Tableau 8.1. Les catégories dépendent :

- Des conséquences d'un effondrement sur les vies humaines.
- De leur importance pour la sécurité du public et pour la protection civile dans la période suivant immédiatement un séisme.
- Des conséquences économiques et sociétales d'un effondrement.

La catégorie d'importance d'un bâtiment se traduit par l'utilisation d'un coefficient d'importance  $\gamma_I$  multiplicateur de l'action sismique (c.à.d.  $a_g = a_{gR} \gamma_I$ ). Les valeurs recommandées sont données dans le Tableau 8.1 ; ces valeurs sont applicables en France. L'Annexe Nationale du Royaume-Uni à l'EC8 Partie 1 spécifie: « Pour les structures CC3, pour lesquelles une valeur de la période de retour de référence  $T_{NCR}$  de 2,500 ans a été adoptée,  $\gamma_I = 1$  doit être retenu. Lorsque  $T_{NCR}$  a été définie spécifiquement pour le projet,  $\gamma_I$  doit être choisi spécifiquement pour le projet. Des indications complémentaires sont données dans PD 6698 ». CC3 est la plus élevée des trois 'classes de conséquences' définies dans l'EC0. Elle s'applique aux structures pour lesquelles la rupture ou le dysfonctionnement se traduit par des conséquences élevées en termes de perte de vie humaine, ou par des conséquences très importantes d'un point de vue environnemental ou sociétal. D'après l'EC8 Partie 1, la catégorie d'importance III ou IV correspond approximativement à la classe de conséquences CC3.

Tableau 8.1 Catégories d'importance des bâtiments

Catégorie d'importance	Bâtiments	$\gamma_I$
I	Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes, par exemple, bâtiments agricoles, etc.	0,8 [0,8]
II	Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres catégories.	1,0
III	Bâtiments dont la résistance au séisme est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par exemple, écoles, salles de réunion ; institutions culturelles, etc.	1,2 [1,2]
IV	Bâtiments dont l'intégrité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile, par exemple : hôpitaux, casernes de pompiers, centrales électriques, etc.	1,4 [1,4]

## 8.2 Importance classes

Buildings are classified into four importance classes as shown in Table 8.1.

The classes depend on:

- The consequences of collapse for human life.
- Their importance for public safety and civil protection in the immediate post-earthquake period.
- The social and economic consequences of collapse.

The importance class of the building is reflected through an importance factor  $\gamma_I$  that multiplies the seismic action (i.e.  $a_g = a_{gR} \gamma_I$ ). The recommended values are given in Table 8.1 and these values are applicable in France.

The UK National Annex to EC8 Part 1 states: "For CC3 structures, where a value for the reference return period  $T_{NCR}$  of 2,500 years has been adopted,  $\gamma_I = 1$  should be assumed. Where  $T_{NCR}$  has been assessed on a project specific basis,  $\gamma_I$  should also be chosen on a project specific basis. Further guidance is given in PD 6698". CC3 is the highest of three 'consequence classes' defined in EC0. It applies to structures where failure or malfunction results in high consequence for loss of human life, or social or environmental consequences that are very great. According to EC8 Part 1, importance class III or IV corresponds roughly to consequence class CC3.

Table 8.1 Importance classes for buildings

Importance class	Buildings	$\gamma_I$
I	Buildings of minor importance for public safety, e.g. agricultural buildings, etc.	[0,8]
II	Ordinary buildings, not belonging in the other categories.	1,0
III	Buildings whose seismic resistance is of importance in view of the consequences associated with a collapse, e.g. schools, assembly halls, cultural institutions etc.	[1,2]
IV	Buildings whose integrity during earthquakes is of vital importance for civil protection, e.g. hospitals, fire stations, power plants, etc.	[1,4]

### 8.3 Classes de sol

Des reconnaissances géotechniques appropriées doivent être réalisées pour définir la nature du terrain sur le site considéré (voir Section 7.2). Le Tableau 8.2 définit les différentes classes de sol qui peuvent être choisies. Elles sont déterminées par la valeur de la célérité moyenne des ondes de cisaillement ( $v_{s,30}$ ). En variante, lorsque  $v_{s,30}$  n'est pas disponible, des essais de pénétration standard ( $N_{SPT}$ ) ou des mesures de la résistance au cisaillement non drainée ( $c_u$ ) peuvent être utilisés. *Lorsque des résultats d'essais au pressiomètre Ménard sont disponibles, les classes de sol A à D peuvent être caractérisées par les valeurs données dans les deux colonnes de droite du Tableau 8.2, dans lesquelles  $E_m$  et  $p_{lim}$  représentent respectivement le module pressiométrique Ménard et la pression limite. Des indications complémentaires sont fournies dans les PS92<sup>10</sup>, Tableau 2.*

La célérité moyenne des ondes de cisaillement est définie par :

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} h_i v_i} \quad (8.1)$$

où :

$h_i$  est l'épaisseur de la  $i^{\text{ème}}$  couche d'un profil de sol d'épaisseur totale 30m ;  
 $v_i$  est la célérité moyenne des ondes de cisaillement de la  $i^{\text{ème}}$  couche d'un profil de sol d'épaisseur totale 30m.

### 8.3 Ground type

Appropriate site investigations should be carried out to define the nature of the ground at the site in question (see Section 7.2). Table 8.2 defines the different ground types that may be selected. These are defined in terms of average shear wave velocity ( $v_{s,30}$ ). When  $v_{s,30}$  is not available standard penetration blow count ( $N_{SPT}$ ) or undrained shear strength ( $c_u$ ) may be used as an alternative. Where Ménard pressuremeter results are the available data, soil types A to D may be characterised by the values shown in the two right hand columns of Table 8.2, where  $E_m$  and  $p_{lim}$  are the Ménard pressuremeter modulus and limiting pressure respectively. Additional guidance is given in PS92<sup>10</sup>, Table 2.

The average shear wave velocity is defined as:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (8.1)$$

where:

$h_i$  is the thickness of the  $i^{\text{th}}$  layer in a profile 30m deep.  
 $v_i$  is the shear wave velocity of the  $i^{\text{th}}$  layer in a profile 30m deep.

**Tableau 8.2 Classes de sol**

Classe de sol	Description stratigraphique simplifiée	Paramètres				
		$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (coups/30cm)	$C_u$ (kPa)	Pressiomètre Ménard	
					$E_m$ (MPa)	$p_{lim}$ (MPa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type	> 800	—	—	>100	>5
B	Dépôts de sables très denses, graviers ou argile très raide	360 – 800	> 50	> 250	25 – 100	2 – 5
C	Dépôts de sables denses ou moyennement denses, de graviers ou d'argile raide	180 – 360	15 – 50	70 – 250	5 – 25	0,5 – 2
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne ou d'argiles molles à fermes	< 180	< 15	< 70	< 5	< 0,5
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5m environ et 20m, reposant sur un matériau de classe A					
S <sub>1</sub>	Dépôts contenant une couche d'au moins 10m d'épaisseur d'argiles molles ou de silts avec un indice de plasticité élevé (IP > 40) et une teneur en eau importante	< 100 (valeur indicative)	—	10 – 20		
S <sub>2</sub>	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S <sub>1</sub>					

**Note**  
Pour les sols des types S<sub>1</sub> et S<sub>2</sub>, des études particulières doivent être menées par un expert pour la définition de l'action sismique. Pour ces types de sols, la rupture sous action sismique doit être prise en considération dans la conception ou un renforcement adapté du sol doit être mis en œuvre.

**Table 8.2 Ground types**

Ground type	Simplified description of stratigraphic profile	Parameters				
		$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (blows/30cm)	$C_u$ (kPa)	Ménard Pressuremeter	
					$E_m$ (MPa)	$p_{lim}$ (MPa)
A	Rock or other rock-like geological formations	> 800	—	—	>100	>5
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay	360 – 800	> 50	> 250	25 – 100	2 – 5
C	Deposits of dense or medium dense sand, gravel or stiff clay	180 – 360	15 – 50	70 – 250	5 – 25	0.5 – 2
D	Deposits of loose-to-medium, or soft-to-firm clay	< 180	< 15	< 70	< 5	< 0.5
E	Type C or D soils between about 5m and 20m, overlaying Type A materials					
S <sub>1</sub>	Deposits with more than 10m of soft clays or silts with a high plasticity index (PI > 40) and water content	< 100 (indicative)	—	10 – 20		
S <sub>2</sub>	Deposits of liquefiable soils or sensitive clays not included in types A – E or S <sub>1</sub>					

**Note**  
For soil types S<sub>1</sub> and S<sub>2</sub> special studies for the definition of the seismic action are required, which should be undertaken by an expert. For these soils, the failure under seismic action shall be considered in design or suitable ground improvement undertaken.

## 8.4 Spectre de réponse élastique horizontal

Pour les composantes horizontales de l'action sismique, le spectre de réponse élastique en pseudo accélération  $S_e(T)$  est défini par les expressions suivantes (voir Figure 8.4) :

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (2,5\eta - 1) \right] \quad (8.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = 2,5a_g S \eta \quad (8.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = 2,5a_g S \eta \left[ \frac{T_c}{T} \right] \quad (8.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = 2,5a_g S \eta \left[ \frac{T_c T_D}{T^2} \right] \quad (8.5)$$

où :

- $S_e(T)$  est le spectre de réponse élastique ;
- $T$  est la période de vibration d'un oscillateur linéaire à un degré de liberté ;
- $a_g$  est l'accélération de calcul au rocher ( $a_g = \gamma_1 a_{gR}$ ) ;
- $T_B$  est la limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;
- $T_C$  est la limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;
- $T_D$  est la valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant ;
- $S$  paramètre du sol ;
- $\eta$  coefficient de correction d'amortissement dont la valeur peut être déterminée par l'expression suivante :

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \text{ supérieur ou égal à } 0,55 \quad (8.6)$$

où  $\xi$  est le coefficient d'amortissement visqueux de la structure, exprimé en pourcent.

## 8.4 Horizontal elastic response spectrum

For the horizontal components of the seismic action, the pseudo acceleration elastic response spectrum  $S_e(T)$  is defined by the following expressions (see Figure 8.4):

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (2.5\eta - 1) \right] \quad (8.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = 2.5a_g S \eta \quad (8.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = 2.5a_g S \eta \left[ \frac{T_c}{T} \right] \quad (8.4)$$

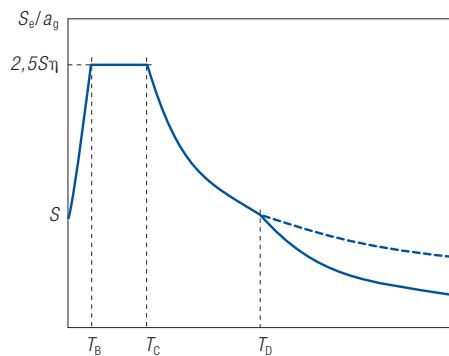
$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = 2.5a_g S \eta \left[ \frac{T_c T_D}{T^2} \right] \quad (8.5)$$

where:

- $S_e(T)$  is the elastic response spectrum;
- $T$  is the vibration period of a linear single-degree-of-freedom system;
- $a_g$  is the design ground acceleration on rock ( $a_g = \gamma_1 a_{gR}$ );
- $T_B$  is the lower limit of the period of the constant spectral acceleration branch;
- $T_C$  is the upper limit of the period of the constant spectral acceleration branch;
- $T_D$  is the value defining the beginning of the constant displacement response range of the spectrum;
- $S$  is the soil factor;
- $\eta$  is the damping correction factor the value of which may be determined by the expression:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \text{ but not less than } 0.55 \quad (8.6)$$

where  $\xi$  is the viscous damping ratio of the structure, expressed as a percentage.

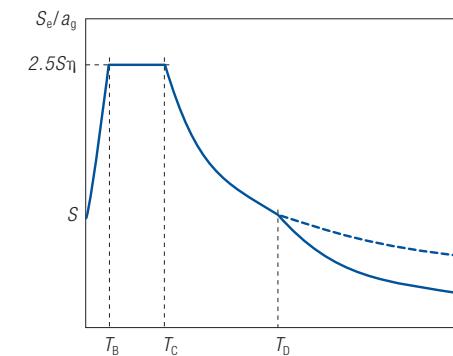
**Fig 8.4** Forme du spectre de réponse de l'EC8

Les valeurs de  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$  sont données dans le Tableau 8.3. Elles définissent deux formes de spectres, 1 et 2 qui reflètent la sismicité locale de la façon suivante :

- Le Type 1 correspond aux zones de forte sismicité caractérisées par des séismes avec une magnitude d'ondes de surface supérieure à 5,5, comme la plupart des pays méditerranéens.
- Le Type 2 correspond aux zones de faible sismicité caractérisées par des séismes avec une magnitude d'ondes de surface inférieure à 5,5, comme le nord-ouest de l'Europe.

Les formes spectrales appropriées sont définies dans les Annexes Nationales correspondantes.

*Il convient de noter que, dans la communauté du génie parasismique, d'importantes conjectures portent sur la représentativité des valeurs de  $T_D$  indiquées dans le Tableau 8.3. Par exemple le FEMA 450<sup>38</sup>, dans sa Clause 3.3.4, indique des valeurs correspondant à des valeurs de  $T_D$  comprises respectivement entre 4 secondes et 16 secondes pour des régions de faible et forte sismicité. Par suite, pour les structures présentant des modes de vibrations dont les périodes sont plus grandes que les valeurs de  $T_D$  listées dans le Tableau 8.3, il est souhaitable de recueillir l'avis d'un expert en aléa sismique pour définir la valeur de  $T_D$  appropriée.*

**Fig 8.4** Shape of the EC8 response spectrum

Values of  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  and  $T_D$  are given in Table 8.3. They are divided into two spectral types, 1 and 2 which reflect the local seismicity as follows:

- Type 1 reflects higher seismicity areas characterised by earthquakes with a surface wave magnitudes greater than 5.5, such as most Mediterranean countries.
- Type 2 reflects lower seismicity areas characterised by earthquakes with a surface wave magnitudes less than 5.5, such as north-west Europe.

The appropriate spectral type is specified in the relevant National Annex.

*It should be noted that there is considerable conjecture in the earthquake engineering community about the appropriateness of the  $T_D$  values quoted in Table 8.3. For example FEMA 450<sup>38</sup>, in Clause 3.3.4, quotes values equivalent to  $T_D$  ranging from 4 to 16 seconds for regions of low and high seismicity respectively. Therefore, for structures which have modes of vibration greater than the value of  $T_D$  shown in Table 8.3, it is advisable to get the opinion of a seismic hazard expert to define an appropriate value of  $T_D$ .*

## Mouvement sismique de calcul

**Tableau 8.3 Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique horizontal recommandées dans l'EC8<sup>a,b</sup>**

Classe de sol	Type 1 (Forte séismicité)				Type 2 (Faible séismicité)			
	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0 [1,0]	0,15 [0,15]	0,4 [0,4]	2,0 [2,0]	1,0 [1,0]	0,03 [0,05]	0,2 [0,25]	2,5 [1,2]
B	1,2 [1,2]	0,15 [0,15]	0,5 [0,5]	2,0 [2,0]	1,35 [1,35]	0,05 [0,05]	0,25 [0,25]	2,5 [1,2]
C	1,15 [1,15]	0,2 [0,2]	0,6 [0,6]	2,0 [2,0]	1,5 [1,5]	0,06 [0,1]	0,4 [0,25]	2,0 [1,2]
D	1,35 [1,35]	0,2 [0,2]	0,8 [0,8]	2,0 [2,0]	1,6 [1,8]	0,1 [0,1]	0,6 [0,3]	1,5 [1,2]
E	1,4 [1,4]	0,15 [0,15]	0,5 [0,5]	2,0 [2,0]	1,8 [1,6]	0,08 [0,05]	0,45 [0,25]	1,25 [1,2]
$S_1$	Des études spécifiques doivent définir les valeurs de $S$ , $T_B$ , $T_C$ et $T_D$							
$S_2$								

**Notes**

- a** L'Annexe Nationale du Royaume Uni indique que « En l'absence d'information spécifique pour le site, les valeurs recommandées pour les séismes de Type 2 peuvent être utilisées dans le Royaume Uni, mais voir aussi PD 6698: 2009 ». Dans la plupart des cas, une étude d'aléa sismique spécifique au site doit être réalisée pour définir le spectre de réponse de calcul, pour les raisons exposées dans PD 6698: 2009<sup>1</sup>.
- b** Les valeurs indiquées sont celles retenues par la Puissance Publique en France dans la réglementation rendant obligatoire l'EC8. Les spectres de Type 1 sont ceux recommandés par l'EC8 en zone 5 (Antilles Françaises). Les spectres de Type 2 utilisés dans les autres zones diffèrent de ceux recommandés par l'EC8.
- c** Il est noté qu'il est généralement admis que les valeurs de  $T_D$  recommandées par l'EC8 peuvent être trop faibles et par suite non conservatives, particulièrement dans les zones de forte séismicité.

**Table 8.3 Values of horizontal response spectrum parameters recommended in EC8<sup>a,b</sup>**

Ground type	Type 1 (Higher seismicity)				Type 2 (Lower seismicity)			
	$S$	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (sec)	$S$	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (sec)
A	[1.0]	[0.15]	[0.4]	c [2.0]	[1.0]	[0.05]	[0.25]	c [1.2]
B	[1.2]	[0.15]	[0.5]	c [2.0]	[1.35]	[0.05]	[0.25]	c [1.2]
C	[1.15]	[0.2]	[0.6]	c [2.0]	[1.5]	[0.1]	[0.25]	c [1.2]
D	[1.35]	[0.2]	[0.8]	c [2.0]	[1.8]	[0.1]	[0.3]	c [1.2]
E	[1.4]	[0.15]	[0.5]	c [2.0]	[1.6]	[0.05]	[0.25]	c [1.2]
$S_1$								
$S_2$	Special studies should provide the corresponding values of $S$ , $T_B$ , $T_C$ and $T_D$							

**Notes**

- a** The UK National Annex states 'In the absence of site specific information, the recommended values for Type 2 earthquakes may be used in the UK, but see also PD 6698: 2009'. In most cases a site specific seismic hazard analysis should be conducted to define the design spectrum, for reasons discussed in PD 6698: 2009<sup>1</sup>.
- b** For the values applicable in France, see the French text of this Manual.
- c** It may be observed that it is generally agreed that the values of  $T_D$  recommended by EC8 may be too low and therefore unconservative, particularly in areas of high seismicity.

## 8.5 Spectre de calcul horizontal

Les spectres horizontaux de calcul pour l'analyse élastique sont définis ci-dessous, en introduisant un coefficient de comportement  $q$  tel que défini dans la Section 5.4.

*Il est noté que la valeur de  $q$  dépend du matériau, du parti structurel et de la classe de ductilité choisie. Les valeurs de  $q$  pour les structures en béton et en acier sont données respectivement dans les Chapitres 10 et 11 du présent Manuel. Les valeurs de  $q$  prennent déjà en compte le niveau approprié d'amortissement visqueux et par suite la valeur de  $\eta$  donnée par l'Equation 8.6 ci dessus ne doit pas être introduite dans les équations ci dessous.*

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (8.7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = \frac{2.5a_g S}{q} \quad (8.8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \frac{2.5a_g S}{q} \left[ \frac{T_C}{T} \right] \text{ supérieur à } \beta a_g \quad (8.9)$$

$$T \geq T_D : S_d(T) = \frac{2.5a_g S}{q} \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \text{ supérieur à } \beta a_g \quad (8.10)$$

où :

$\beta$  est le coefficient minimal pour le spectre horizontal de calcul, = 0,2 [0,2].

Les autres notations sont définies dans les Sections précédentes de ce chapitre.

## 8.6 Effets au voisinage de la source

Pour les structures de catégorie d'importance IV, sur appuis parasismiques, situées à moins de 15km d'une faille active susceptible de générer un séisme de magnitude d'ondes de surface >6,5, un spectre spécifique au site doit être établi. Le spectre obtenu ne doit pas être inférieur au spectre de la norme.

Il est recommandé de recueillir l'avis d'un expert en aléa sismique pour définir l'activité de la faille et le spectre de réponse spécifique associé. Des indications complémentaires sont données dans Abramhamson<sup>39</sup> et dans Somerville<sup>40</sup>.

## 8.5 Horizontal design spectra

Horizontal design spectra for the purposes of elastic design are defined below, using a behaviour modification factor  $q$ , as defined in Section 5.4.

*It may be observed that the value of  $q$  is dependent on the material, structural form and ductility class selected. Values of  $q$  for concrete and steel structures are given in Chapters 10 and 11 of this Manual respectively. The values of  $q$  already incorporate the appropriate viscous damping level and therefore  $\eta$  from Equation 8.6 above should not be used with the equations below.*

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (8.7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = \frac{2.5a_g S}{q} \quad (8.8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \frac{2.5a_g S}{q} \left[ \frac{T_C}{T} \right] \text{ but not less than } \beta a_g \quad (8.9)$$

$$T \geq T_D : S_d(T) = \frac{2.5a_g S}{q} \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \text{ but not less than } \beta a_g \quad (8.10)$$

where:

$\beta$  is the lower bound factor for the horizontal design spectrum, = 0.2 [0.2].

Other symbols are as defined in previous sections of this chapter.

## 8.6 Near source effects

For base isolated structures of importance class IV, which lie within 15km of an active fault that can generate a surface wave magnitude > 6.5 earthquake, a site specific spectrum should be developed. The resulting spectrum is not permitted to fall below the code spectrum.

*It is recommended that the opinion of a seismic hazard expert is obtained to define both the activity of the fault and the resulting site specific spectrum. Additional guidance is given in Abramhamson<sup>39</sup> and in Somerville<sup>40</sup>.*

## 9 Calcul sismique

### 9.1 Choix d'une méthode de calcul

Les actions sismiques appliquées à la structure sont déduites, par des méthodes issues de la dynamique des structures, des accélérations imposées à la structure au niveau du sol. Ces accélérations se présentent sous la forme de trois composantes de translation s'appliquant uniformément à tous les points d'appuis.

La Figure 9.1 présente le choix entre les différentes méthodes de calcul autorisées par l'Eurocode 8 :

- (a) Les méthodes de calcul linéaires équivalentes permettent d'appréhender le comportement post élastique de la structure dans son ensemble. Les actions sismiques sont calculées à partir du spectre de calcul incluant le coefficient de comportement  $q$  :
  - L'approche par analyse multimodale permet de calculer les effets de l'action sismique par mode. Les effets des différents modes sont ensuite cumulés (voir Section 9.3.4). Cette méthode est la méthode standard utilisable dans tous les cas de structures régulières ou irrégulières. *Néanmoins, il est recommandé d'utiliser l'analyse multimodale avec précaution quand existe un haut degré d'irrégularité en plan ou en élévation (cf. Sections 6.3.5 et 6.4.3) et, dans ces cas, un calcul non linéaire peut être nécessaire, avec des méthodes d'analyse n'entrant pas dans le cadre du présent Manuel.*
  - Lorsque la structure possède des propriétés de régularité en élévation (cf. Section 6.4) et lorsque les périodes fondamentales dans les deux directions respectent les conditions données par l'équation 9.11 Section 9.3.1, le calcul peut être simplifié en assimilant la réponse de la structure à celle d'un mode unique par direction horizontale. *Il est noté que cette méthode peut également être utilisée pour tous les bâtiments au stade du prédimensionnement.*
- (b) Les méthodes de calcul non linéaires peuvent également être utilisées et deux méthodes de cette catégorie sont décrites dans l'EC8 :
  - l'analyse statique non linéaire (analyse en poussée progressive, « pushover ») est décrite dans la Section 9.4, mais n'est pas complètement couverte par le *Manuel* ;
  - l'analyse chronologique non linéaire (dynamique), qui n'est pas développée plus avant dans ce *Manuel*.

*Il est noté que des calculs non linéaires peuvent être nécessaires pour des structures complexes (par exemple des structures très irrégulières ou des*

## 9 Seismic analysis

### 9.1 Choice of analysis method

The seismic actions applied to the structure are calculated, using the methods of structural dynamics, from the accelerations imposed on the structure at ground level, in the form of three translation components which are applied uniformly to all the points of supports.

Figure 9.1 presents the choice between the various methods of analysis permitted by EC8.

- (a) Equivalent linear methods make it possible to account for the overall effect of post-elastic behaviour in the structure. The seismic loads are calculated using the design spectrum including the behaviour factor  $q$ :
  - In multimodal analysis, the effects of the seismic actions are calculated mode by mode and then combined (see Section 9.3.4). This method is the standard method which EC8 allows to be used in all cases of regular and irregular structures. However, *it is recommended that multimodal analysis should be used with great caution where a high degree of irregularity in plan or elevation exists (see Sections 6.3.5 and 6.4.3), and for these cases, non-linear analysis may be needed, using methods beyond the scope of this Manual.*
  - When the structure is regular in elevation (see Section 6.4) and when the fundamental periods in both directions fulfil the conditions given by equation 9.11 in Section 9.3.1, the analysis can be simplified by representing structural response by a single mode in each horizontal direction. *It may be observed that this method may also be useful for all buildings at the preliminary stage of design.*
- (b) Non-linear methods of analysis can also be used and two such methods are described in EC8:
  - Non-linear static ('pushover') analysis, outlined in Section 9.4, but not covered fully by this *Manual*.
  - Non-linear time history analysis (dynamic), not discussed further in this *Manual*.

*It may be observed that non-linear analysis may be required for complex structures (for example highly irregular structures or base-isolated buildings) or for structures experiencing highly non-linear phenomena (for example, material yield or geometric non-linearities). Non-linear static analysis, at any rate in its straightforward form is only really appropriate for structures where one mode of vibration predominates; non-linear*

structures isolées à la base) ou des structures soumises à de fortes non-linéarités (par exemple, par plastification des matériaux ou des non-linéarités géométriques). Une analyse non linéaire pseudo-statique, au moins dans sa forme simple, n'est appropriée que pour les structures où un mode de vibration est prépondérant ; une analyse non linéaire chronologique est applicable de façon générale (mais est plus complexe). Les méthodes de calcul non linéaire représentent directement les non-linéarités géométriques et/ou le comportement non linéaire des matériaux, mais nécessitent une justification appropriée de la donnée sismique, des lois de comportement utilisées pour représenter le comportement structurel non linéaire et les méthodes utilisées pour interpréter les résultats (cf. Section 9.4). Au contraire des méthodes linéaires, les méthodes de calcul non linéaire nécessitent de connaître préalablement les limites élastiques des sections critiques. Aussi, cela nécessite de déterminer avant le calcul les armatures dans les structures en béton.

time history is more generally applicable (but more complex). Non-linear methods represent non-linear geometric and/or material behaviour directly, but are subject to an appropriate justification of the seismic input, of the constitutive laws used to represent non-linear structural behaviour and of the method used to interpret the results (see Section 9.4). Unlike the case for linear methods, non-linear analysis requires a prior knowledge of yield strength at critical sections. Hence for concrete structures, the reinforcement details must be determined in advance of the analysis.

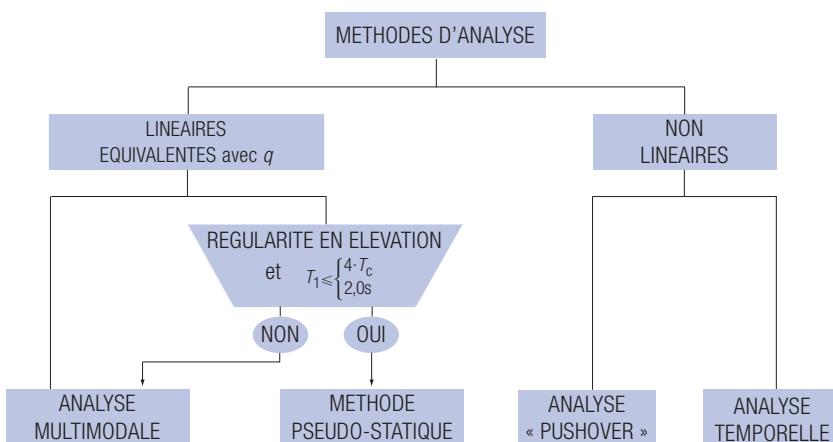


Fig 9.1 Méthodes de calcul admises par l'Eurocode 8

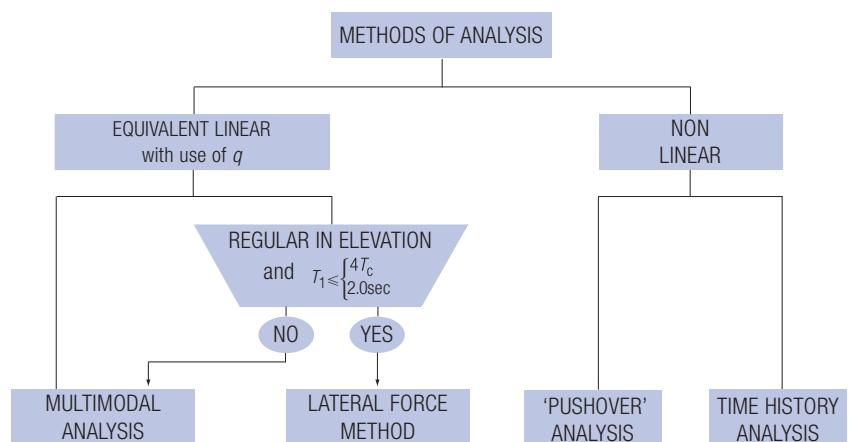


Fig 9.1 Methods of analysis for new buildings permitted by EC8

## 9.2 Hypothèses générales pour le calcul des actions sismiques

### 9.2.1 Modélisation

Le modèle de calcul du bâtiment doit représenter de manière adéquate les distributions de rigidité et de masse, de telle sorte que toutes les déformées significatives et les forces d'inertie puissent être représentées convenablement vis-à-vis des actions sismiques considérées.

Les modèles de structure doivent prendre en compte :

(a) L'espace dans lequel ils s'inscrivent.

- Les modèles « spatiaux » (tridimensionnels) permettent la prise en compte de la torsion naturelle, c'est-à-dire celle qui est due aux excentricités existant entre les centres de masses et les centres de flexion aux différents niveaux.
- Les modèles « plans » (bidimensionnels). Pour les bâtiments respectant les critères de régularité en plan, l'analyse peut être réalisée en utilisant deux modèles plans, un pour chaque direction principale, chaque plan contenant également la direction verticale.

(b) La modélisation des éléments structuraux.

La structure peut être modélisée comme constituée de plusieurs systèmes résistant aux charges verticales et latérales, liés par des diaphragmes horizontaux constitués par les planchers du bâtiment. Lorsque les diaphragmes peuvent être considérés comme rigides dans leurs plans (cf. Section 6.3.3), les masses et les moments d'inertie de chaque plancher peuvent être concentrés au centre de gravité.

(c) La modélisation du comportement des matériaux.

Dans les bâtiments en béton (également en construction mixte acier-béton et dans les bâtiments en maçonnerie), la rigidité des éléments primaires doit être évaluée en tenant compte des effets de la fissuration, plus précisément :

- La rigidité peut être évaluée par une analyse détaillée de l'état de fissuration dans les différentes parties de la structure. Elle doit correspondre à l'amorce de la plastification des armatures.
- A défaut d'une analyse plus précise, la rigidité élastique à la flexion et au cisaillement des éléments de béton peut être considérée comme égale à la moitié de la rigidité correspondante des éléments non fissurés.
- *Il est recommandé d'utiliser des valeurs plus précises de la rigidité, prenant en compte le type de sollicitation. Le Tableau 9.1 propose des valeurs pour les éléments en béton, interpolées à partir de celles données par l'ASCE 43-05<sup>41</sup>.*

## 9.2 General assumptions for seismic analysis

### 9.2.1 Modelling

The model of the building must adequately represent the distribution of stiffness and mass, such that all the significant deformations and the inertia forces may be represented suitably with respect to the seismic actions considered.

Structural models need to consider:

(a) Their spatial extent.

- ‘Spatial’ (three-dimensional) models, which can account for the “natural” torsion, i.e. torsion induced by eccentricities existing between the stiffness and mass centres at the various levels.
- ‘Planar’ (two-dimensional) models. For buildings which fulfil the criteria for regularity in plan, the analysis can be carried out by using two planar models, for each principal horizontal direction, each plane also containing the vertical direction.

(b) The modelling of the structural elements.

The structure can be modelled as a series of lateral and vertical load-resisting systems, connected by horizontal diaphragms formed by the floors of the building. When the diaphragms can be regarded as rigid in their planes (see Section 6.3.3), the masses and the moments of inertia of each floor can be concentrated at the centre of gravity.

(c) The modelling of material behaviour.

In concrete buildings, (also in composite steel-concrete and masonry buildings), the stiffness of the primary elements must account for the effects of cracking, namely:

- Stiffness can be evaluated by a detailed analysis of the state of cracking in the different parts of the structure. It must correspond to the beginning of yielding of the reinforcement.
- In the absence of a more precise analysis, the properties of elastic flexural and shear stiffness of the concrete elements can be taken as half of the uncracked stiffness.
- *It is recommended that more accurate stiffness values should be used, accounting for the stress state involved. Table 9.1 gives tentative values for concrete elements interpolated from ASCE 43-05<sup>41</sup>.*

**Tableau 9.1 Rigidité efficace du béton armé**

Elément	Rigidité à la flexion	Rigidité à l'effort tranchant	Rigidité à l'effort normal
Poutres non précontraintes	$0,5E_{cd}I$	$G_{cd}A_w$	
Poutres précontraintes	$E_{cd}I$	$G_{cd}A_w$	
Poteaux en compression	$0,7E_{cd}I$	$G_{cd}A_w$	$E_{cd}A_c$
Poteaux tendus	$0,5E_{cd}I$	$G_{cd}A_w$	$E_{cd}A_c$ $(E_{sd}A_s / E_{cd}A_c)$
Murs et diaphragmes non fissurés	$E_{cd}I$ $(\sigma_t < f_{ctm})$	$G_{cd}A_w$ $(V_{Ed} < V_{Rd,c})$	$E_{cd}A_c$
Murs et diaphragmes fissurés	$0,5E_{cd}I$ $(\sigma_t > f_{ctm})$	$0,5G_{cd}Aw$ $(V_{Ed} > V_{Rd,c})$	$E_{cd}A_c$

Les paramètres utilisés dans le Tableau 9.1 sont :

- $I$  Moment d'inertie de la section de béton
- $A_w$  Aire réduite de la section transversale (aire de l'âme)
- $A_c$  Aire de la section transversale de béton
- $A_s$  Aire de la section d'armatures
- $E_{cd}$  Valeur de calcul du module du béton à la compression
- $G_{cd}$  Valeur de calcul du module du béton au cisaillement =  $0,4E_{cd}$
- $E_{sd}$  Valeur de calcul du module de l'acier des armatures
- $\sigma_t$  Contrainte maximale à la traction due à la flexion dans une section non fissurée
- $f_{ctm}$  Valeur moyenne de la résistance à la traction du béton
- $V_{Ed}$  Valeur de calcul de l'effort tranchant dans un mur dans la situation sismique de calcul
- $V_{Rd,c}$  Valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant d'un mur sans armatures d'effort tranchant.

(d) La modélisation des éléments non structuraux.

Les murs de remplissage qui contribuent de manière significative à la rigidité et à la résistance latérale du bâtiment doivent être pris en compte dans la modélisation. Ceci concerne tout particulièrement les remplissages en maçonnerie des ossatures en béton ou en acier ou mixtes, cf. Section 10.12. Des indications sur la façon de modéliser les panneaux de maçonnerie sont données dans la Clause 9.4 de l'EC8 Partie 1<sup>3</sup>.

Il est recommandé de considérer les remplissages de maçonnerie comme contribuant significativement à la rigidité de la structure quand les joints entre le remplissage et les poteaux le bordant est inférieur à 80% du déplacement relatif des poteaux entre la base et le sommet du remplissage, tel qu'obtenu par le calcul en ne prenant pas en compte les remplissages. De plus, la rigidité d'un remplissage peut être négligée lorsque sa rigidité en plan est inférieure à 15% de la rigidité totale des éléments de contreventement situés dans le même plan au même niveau. Dans tous les cas la masse

**Table 9.1 Effective stiffness of reinforced concrete**

Member	Flexural rigidity	Shear rigidity	Axial rigidity
Beams – non-prestressed	$0,5E_{cd}I$	$G_{cd}A_w$	
Beams – prestressed	$E_{cd}I$	$G_{cd}A_w$	
Columns in compression	$0,7E_{cd}I$	$G_{cd}A_w$	$E_{cd}A_c$
Columns in tension	$0,5E_{cd}I$	$G_{cd}A_w$	$E_{cd}A_c$ $(E_{sd}A_s / E_{cd}A_c)$
Walls and diaphragms – uncracked	$E_{cd}I$ $(\sigma_t < f_{ctm})$	$G_{cd}A_w$ $(V_{Ed} < V_{Rd,c})$	$E_{cd}A_c$
Walls and diaphragms – cracked	$0,5E_{cd}I$ $(\sigma_t > f_{ctm})$	$0,5G_{cd}Aw$ $(V_{Ed} > V_{Rd,c})$	$E_{cd}A_c$

Parameters used in Table 9.1 are:

- $I$  Moment of inertia of concrete section
- $A_w$  Web cross-sectional area
- $A_c$  Cross-sectional area of the concrete section
- $A_s$  Cross-sectional area of the reinforcing steel
- $E_{cd}$  Design value of concrete compressive modulus
- $G_{cd}$  Design value of concrete shear modulus =  $0,4E_{cd}$
- $E_{sd}$  Design value of reinforcing steel modulus
- $\sigma_t$  Maximum tensile stress in concrete due to bending, assuming an uncracked section
- $f_{ctm}$  Mean value of axial tensile strength of concrete
- $V_{Ed}$  Design value of shear force in wall in the seismic design situation
- $V_{Rd,c}$  Design shear resistance of the wall without shear reinforcement.

(d) The modelling of non-structural elements.

In-fill walls which contribute significantly to the lateral stiffness and resistance of the building must be taken into account in the model. This particularly relates to masonry in-fills of concrete or steel or composite frames, see Section 10.12. Guidance on modelling masonry panels is given in Clause 9.4 of EC8 Part 1<sup>3</sup>.

*It is recommended that masonry infill should be considered as contributing significantly to the stiffness of the structure when the joint width between the infill and the framing columns is less than 80% of the relative displacement of the columns between bottom and top of the infill, as obtained from the analysis without the infill. Moreover, the stiffness of an infill can be disregarded when its in-plane stiffness is less than 15% of the total stiffness of the bracing elements in the same plane, at the same level. However, in all cases the mass of the infill must be included. The masonry panels may be detailed so that they are structurally isolated from horizontal movements of the frame.*

des remplissages doit être prise en compte. Les panneaux de maçonnerie peuvent être conçus pour être structurellement isolés des mouvements horizontaux de l'ossature.

Il est recommandé d'effectuer deux calculs quand les éléments non-structuraux contribuent significativement à la rigidité, c'est-à-dire un calcul prenant en compte les éléments non structuraux, notamment pour vérifier si la structure est régulière ou non, et un calcul ne les prenant pas en compte. Les forces les plus importantes résultant des deux calculs doivent être utilisées pour le dimensionnement. La valeur de calcul de la résistance ne doit prendre en compte aucune contribution des éléments non structuraux.

(e) La prise en compte de la déformabilité du sol de fondation et/ou des éléments structuraux de fondation.

Cette déformabilité doit être introduite dans le modèle de calcul, chaque fois qu'elle peut avoir une influence défavorable sur la réponse globale de la structure. C'est notamment le cas quand la structure est sensible aux effets du second ordre (cf. Section 9.5).

D'autres situations sont envisagées dans l'EC8 Partie 5<sup>4</sup> nécessitant une analyse de l'interaction sol-structure. Pour les bâtiments, ces situations sont principalement associées à des conditions de sol très souple. Il est noté que l'EC8 Partie 5 donne des indications complémentaires pour traiter de tels cas, qui ne sont pas abordés dans le présent Manuel. Les PS92<sup>10</sup> Clause 6.2.3.3 donnent des indications sur les effets de la souplesse du sol pour les bâtiments avec infrastructure. La Section 12.5 donne quelques indications sur les effets de la souplesse du sol sur les fondations profondes.

### 9.2.2 Masses à prendre en compte pour le calcul sismique

Dans le calcul sismique, la masse associée aux charges permanentes doit être combinée avec la masse associée aux charges variables comme suit.

Il est noté que  $g$  (l'accélération de la pesanteur) apparaît dans l'Equation 9.1 parce que les charges permanentes et variables ( $G$  et  $Q$ ) sont dues à la pesanteur et sont donc exprimées en unités de forces (Newtons ou kiloNewtons), alors que les actions sismiques résultant de l'inertie du bâtiment dépendent des masses (en kilogrammes ou tonnes).

$$\sum_k \frac{G_{k,j}}{g} + \sum_i \left[ \psi_{E,i} \cdot \frac{Q_{k,i}}{g} \right] \quad (9.1)$$

où :

$G_{k,j}$  est la valeur caractéristique de la  $j^{\text{ème}}$  action permanente,

$Q_{k,i}$  est la valeur caractéristique de la  $i^{\text{ème}}$  action variable,

$g$  est l'accélération de la pesanteur,

$\psi_{E,i}$  sont les coefficients de combinaison des masses associées aux actions variables  $i$  dans la situation sismique de calcul.

It is recommended that two analyses are performed where non-structural elements contribute significantly to stiffness – namely one with the non structural elements included, to establish whether or not regularity is satisfied, and one with them excluded. The larger forces from the two analyses should be used for design. The design value of resistance should neglect any contribution from non-structural elements.

(e) Allowance for the flexibility of the foundation structure and soils. This should be included in the analysis model, whenever it has an unfavourable influence on the global response of the structure. This is the case notably when the structure is sensitive to  $P-\Delta$  effects (see Section 9.5).

There are other situations in EC8 Part 5<sup>4</sup> that require a soil-structure interaction (SSI) analysis to be performed. For buildings, these situations are predominantly associated with very soft soil conditions. It may be noted that EC8 Part 5 gives further guidance in such cases, which are beyond the scope of this Manual. PS92<sup>10</sup> Clause 6.2.3.3 gives guidance on the effect of soil flexibility on basement substructures. Section 12.5 gives limited guidance on the effect of soil flexibility on piled foundations.

### 9.2.2 Mass to be included in the seismic analysis

In the seismic analysis, the mass associated with permanent loads should be combined with that associated with variable loads as follows. It may be observed that  $g$  (the acceleration due to gravity) is included in Equation 9.1 because permanent and variable loads ( $G$  and  $Q$ ) are associated with gravity loading and hence are measured in force units (e.g. Newtons or kiloNewtons), whereas earthquake loads result from the building's inertia, which is measured in mass units (e.g. kilograms or tonnes).

$$\sum_k \frac{G_{k,j}}{g} + \sum_i \left[ \psi_{E,i} \cdot \frac{Q_{k,i}}{g} \right] \quad (9.1)$$

where:

$G_{k,j}$  is the characteristic value of the  $j^{\text{th}}$  permanent load,

$Q_{k,i}$  is the characteristic value of the  $i^{\text{th}}$  variable load,

$g$  is the acceleration due to gravity,

$\psi_{E,i}$  is the mass combination factor for the mass corresponding to the  $i^{\text{th}}$  variable action for the seismic design situation.

## Calcul sismique

Pour les bâtiments,  $\psi_{E,i}$  est déduit de la relation suivante :

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (9.2)$$

où :

Les coefficients  $\psi_{2,i}$  sont les coefficients associés aux valeurs quasi-permanentes des actions variables, données dans l'EC0 en fonction des catégories d'actions. Les valeurs les plus courantes des  $\psi_{2,i}$  sont rappelées dans le Tableau 9-2 ; pour une liste plus complète, voir l'EC0<sup>5</sup> Annexe A1.

Le coefficient  $\varphi$  rend compte de la probabilité de présence simultanée des charges variables lors de l'occurrence du séisme. Ses valeurs sont données dans le Tableau 9-3.

**Tableau 9.2 Valeurs des coefficient  $\psi_{2,i}$  associés aux valeurs quasi permanentes des actions variables**

Type d'action variable	$\psi_{2,i}$
Catégorie A (activités résidentielles ou domestiques)	<b>0,3 [0,3]</b>
Catégorie B (bureaux)	<b>0,3 [0,3]</b>
Catégorie C (regroupement de personnes)	<b>0,6 [0,6]</b>
Catégorie D (locaux commerciaux)	<b>0,6 [0,6]</b>
Catégorie E (entrepôt)	<b>0,8 [0,8]</b>
Catégorie F (trafic de véhicules légers $\leq 30$ kN)	<b>0,6 [0,6]</b>
Catégorie H (toiture inaccessible)	<b>0,0 [0,0]</b>
Catégorie I (toiture accessible)	<sup>a</sup>
Charges de neige :	
pour un site à plus de 1000 mètres d'altitude	<b>0,2 [0,2]</b>
pour un site à au plus 1000 mètres d'altitude	<b>0,0 [0,0]</b>

**Note**

a La valeur de  $\psi_{E,i}$  pour une toiture accessible (catégorie I) doit être choisie comme pour les catégories A, B, C ou D, en fonction de son usage. En cas de doute, c'est la valeur la plus défavorable qui doit être choisie.

**Tableau 9.3 Valeurs du coefficient  $\varphi$**

Type d'action variable	Etage	$\varphi$
Catégories A-C et I	Toiture	<b>1,0 [1,0]</b>
	Etages à occupations corrélées <sup>a</sup>	<b>0,8 [0,8]</b>
	Etages à occupations indépendantes <sup>a</sup>	<b>0,5 [0,5]</b>
Catégories D-F et Archives		<b>1,0 [1,0]</b>

**Note**

a Il est recommandé de supposer les occupations des étages comme indépendantes si chaque étage est utilisé par un occupant différent. Dans la plupart des autres cas, il convient de supposer que les occupations sont corrélées.

For buildings,  $\psi_{E,i}$  is derived from the following relation:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (9.2)$$

where:

$\psi_{2,i}$  is associated with the quasi-permanent values for variable loads, as given in EC0 depending on the categories of loads. Common values of  $\psi_{2,i}$  are summarised in Table 9.2; for a more detailed list, see EC0<sup>5</sup> Annex A1.

$\varphi$  accounts for the probability of simultaneous presence of variable loads during the seismic event; values are given in Table 9.3.

**Table 9.2 Values of factor  $\psi_{2,i}$  associated with quasi permanent values of variable loads**

Type of variable load	$\psi_{2,i}$
Category A (domestic, residential)	<b>0.3 [0.3]</b>
Category B (offices)	<b>0.3 [0.3]</b>
Category C (congregation of people)	<b>0.6 [0.6]</b>
Category D (shopping)	<b>0.6 [0.6]</b>
Category E (storage)	<b>0.8 [0.8]</b>
Category F (traffic area, vehicle weight $\leq 30$ kN)	<b>0.6 [0.6]</b>
Category H (inaccessible roofs)	<b>0.0 [0.0]</b>
Category I (accessible roofs)	<sup>a</sup>
Snow loads:	
for sites located at altitude $H > 1000$ m	<b>0.2 [0.2]</b>
for sites located at altitude $H \leq 1000$ m	<b>0.0 [0.0]</b>

**Note**

a The value for Category I – accessible roofs – should be taken as that for Category A, B, C or D, choosing the category most nearly corresponding to the actual use of the roof, but adopting the most unfavourable value where doubt exists.

**Table 9.3 Values of factor  $\varphi$**

Type of variable action	Storey	$\varphi$
Categories A-C and I	Roof	<b>1.0 [1.0]</b>
	Storeys with correlated occupancies <sup>a</sup>	<b>0.8 [0.8]</b>
	Independently occupied storeys <sup>a</sup>	<b>0.5 [0.5]</b>
Categories D-F and Archives		<b>1.0 [1.0]</b>

**Note**

a It is recommended that independent occupation of storeys may be assumed where each floor is occupied by a different tenant. In most other cases, correlated occupancy should be assumed.

### 9.2.3 Torsion

Quelle que soit la méthode de calcul utilisée, une « torsion accidentelle » doit être prise en compte dans le calcul. Une excentricité additionnelle est appliquée aux masses des différents niveaux. Sa valeur est :

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (9.3)$$

où :

$e_{ai}$  est l'excentricité accidentelle de la masse du niveau  $i$  par rapport à sa position nominale, appliquée dans la même direction à tous les niveaux ;  
 $L_i$  est la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique (voir la Figure 9.2).

Le but étant d'estimer les effets maximaux de cette torsion accidentelle, il n'est généralement pas nécessaire de faire varier le signe de l'excentricité d'un niveau à l'autre. Dans les cas traités dans le présent *Manuel*, pour chaque direction de calcul, il suffit d'appliquer le même signe à tous les niveaux pour obtenir un des extrema. Ceci conduit à quatre situations différentes pour les deux directions.

En variante, la torsion accidentelle peut être prise en compte par une des méthodes forfaitaires suivantes :

- (1) Dans le cas où un modèle spatial est utilisé, les effets de torsion accidentels peuvent être déterminés en appliquant des moments de torsion  $M_{ai}$  d'axe vertical (Figure 9-2) à chaque niveau  $i$  :

$$M_{ai} = \pm e_{ai} \cdot F_i \quad (9.4)$$

où  $F_i$  est la force horizontale agissant au niveau  $i$ , obtenue par le calcul sismique.

- (2) Si les raideurs latérales et les masses sont distribuées symétriquement en plan, une alternative au modèle spatial est d'amplifier les effets des actions sismiques (sollicitations et déplacements) sur les éléments de contreventement situés à une distance  $x$  du centre de gravité (Figure 9.3), en leur appliquant un coefficient amplificateur égal à :

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \quad (9.5)$$

### 9.2.3 Torsion

Whatever the type of analysis used, an ‘accidental torsion’ must be taken into account in the calculation. This is done by the application of an additional eccentricity to the masses at the various levels. Its value is:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (9.3)$$

where:

$e_{ai}$  is the accidental eccentricity of the mass of level  $i$  compared to its nominal position, applied in the same direction at all levels;  
 $L_i$  is the dimension of the floor perpendicular to the direction of the seismic action (see Figure 9.2).

Since the goal is to consider the maximum effect of this accidental torsion, it is generally not necessary to vary the sign of the eccentricity from one level to another. In buildings within the scope of this *Manual*, it is sufficient to apply the same sign at all levels in each direction to obtain one of the extreme values, leading to four different cases for the two directions.

Alternatively, accidental torsion may be taken into account by one of the following three approximate methods:

- (1) If a spatial model is used, the accidental effects of torsion can be given by applying moments  $M_{ai}$  about the vertical axis (Figure 9.2) at each level  $i$ :

$$M_{ai} = \pm e_{ai} \cdot F_i \quad (9.4)$$

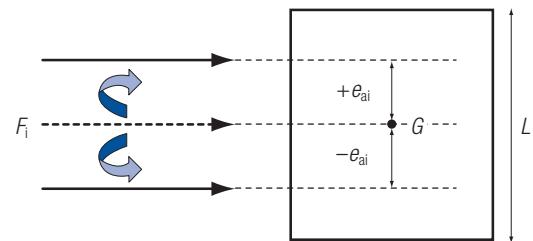
where  $F_i$  is the horizontal force acting on level  $i$ , obtained from the seismic analysis.

- (2) If the lateral stiffness and mass are symmetrically distributed in plan, an alternative for a spatial model is to amplify the seismic effects (internal forces or displacements) on a bracing element at a distance  $x$  from the centre of gravity (Figure 9.3), by an amplification coefficient  $\delta$ , where:

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \quad (9.5)$$

(3) Dans le cas où deux modèles plans orthogonaux sont utilisés, la méthode consiste à amplifier les effets des actions sismiques (sollicitations et déplacements) sur les éléments de contreventement situés à une distance  $x$  du centre de gravité (Figure 9.3), en leur appliquant un coefficient amplificateur égal à :

$$\delta = 1 + 1,2 \frac{x}{L_e} \quad (9.6)$$

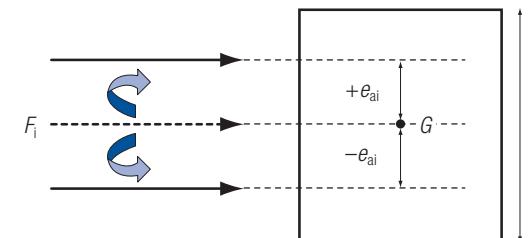
**Note**

$G$  est la position du centre de masse.

**Fig 9.2** Déplacement de la force sismique

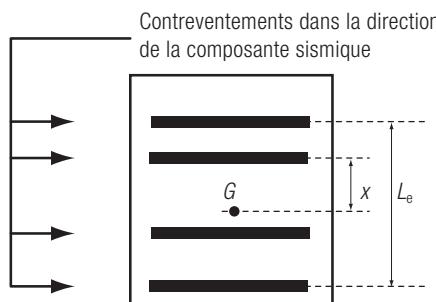
(3) If two orthogonal planar models are used, the method involves amplifying the seismic effects (internal forces or displacements) on a bracing element at a distance  $x$  from the centre of gravity (Figure 9.3), by an amplification coefficient  $\delta$ , where:

$$\delta = 1 + 1,2 \frac{x}{L_e} \quad (9.6)$$

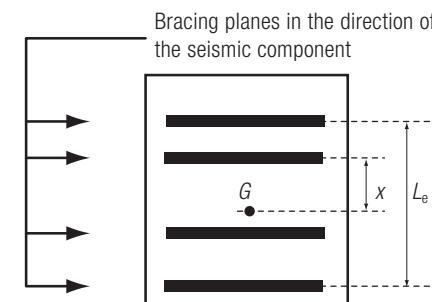
**Note**

$G$  is the position of the centre of mass.

**Fig 9.2** Displacement of the seismic force



**Fig 9.3** Définitions de  $x$  et  $L_e$



**Fig 9.3** Definitions of  $x$  and  $L_e$

#### 9.2.4 Combinaison des effets des composantes horizontales

Les bâtiments à murs ou à contreventement triangulé respectant les deux conditions suivantes peuvent être calculés en considérant séparément les actions sismiques agissant dans les deux directions principales :

(1) Le bâtiment est régulier en plan (Section 6.3).

(2) Les éléments sismiques primaires de chaque direction ne sont pas liés à ceux de l'autre direction.

Pour tous les autres bâtiments, les effets de l'action sismique agissant dans les deux directions horizontales X et Y, à savoir  $E_x$  et  $E_y$ , doivent être combinés. Les deux combinaisons suivantes doivent être envisagées :

$$E_x + 0,3E_y \quad (9.7)$$

$$0,3E_x + E_y \quad (9.8)$$

En variante aux Equations 9.7 et 9.8, la combinaison quadratique (racine carrée des sommes des carrés) peut être utilisée :

$$[(E_x)^2 + (E_y)^2]^{1/2} \quad (9.9)$$

#### 9.2.5 Combinaisons d'actions en situation sismique

En situation sismique, les combinaisons d'actions à considérer pour les vérifications à l'état limite ultime ou à l'état limite de limitation de dommage sont de la forme :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (9.10)$$

où :

$G_{k,j}$  désigne les actions permanentes ;

$P$  désigne l'action de la précontrainte, lorsqu'il y a lieu ;

$A_{Ed}$  est la valeur de calcul de l'action sismique.  $A_{Ed}$  inclut le coefficient d'importance  $\gamma_i$  correspondant soit à l'état limite ultime, soit à l'état limite de limitation de dommage ;

$\psi_{2,i} Q_{k,i}$  désigne les valeurs quasi permanentes des actions variables présentes lors du séisme ; les valeurs représentatives des  $\psi_{2,i}$  sont données dans le Tableau 9.2.

#### 9.2.4 Combination of the effects of the horizontal seismic components

Buildings fulfilling both the following two conditions may be analysed taking the seismic action acting in each principal direction separately:

(1) The building is regular in plan (Section 6.3).

(2) The bracing elements in one direction are independent of those of the other direction.

For all other buildings, the effects of the seismic action acting in two horizontal directions X and Y, namely  $E_x$  and  $E_y$ , must be combined. Two combinations may be considered:

$$E_x + 0.3E_y \quad (9.7)$$

$$0.3E_x + E_y \quad (9.8)$$

As an alternative to the use of Equations 9.7 and 9.8, the square root of the sum of the squares combination may be used:

$$[(E_x)^2 + (E_y)^2]^{1/2} \quad (9.9)$$

#### 9.2.5 Combinations of seismic loads with other loads

In seismic situations, the load combinations used for design at both the ultimate and the damage limitation limit state are as follows:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (9.10)$$

where:

$G_{k,j}$  are the permanent loads;

$P$  is the prestressing action, whenever applicable;

$A_{Ed}$  is the design value of the seismic action.  $A_{Ed}$  includes the importance factor  $\gamma_i$  and corresponds to either ultimate or limitation of damage limit state

$\psi_{2,i} Q_{k,i}$  are the quasi permanent values of variable loads present when the earthquake occurs; representative values of factors  $\psi_{2,i}$  are given in Table 9.2.

### 9.3 Méthodes d'analyse linéaire équivalente avec coefficient de comportement $q$

#### 9.3.1 Choix d'une méthode d'analyse linéaire

Deux méthodes de calcul linéaire sont autorisées. La première est la méthode de référence de l'EC8, il s'agit de l'analyse multimodale avec utilisation d'un spectre. La seconde méthode est la méthode simplifiée dite « analyse par forces latérales », qui peut être utilisée lorsque :

- (1) le bâtiment est régulier en élévation (Section 6.4) ;
- (2) dans chacune des deux directions orthogonales horizontales, la période fondamentale de vibration  $T_1$  vérifie l'Equation 9.11.

$$T_1 \leq \begin{cases} 4T_C \\ 2.0\text{sec} \end{cases} \quad (9.11)$$

dans laquelle  $T_C$  est la période limite supérieure du plateau du spectre de dimensionnement (à accélération constante) donnée dans la Section 8.4. Pour le calcul de  $T_1$ , voir la Section 9.3.3.2.

En général, un modèle spatial (3-D) est nécessaire quand le bâtiment est irrégulier en élévation, sauf dans les cas prévus dans la Section 9.3.2, mais un modèle plan (2-D) est toujours possible quand le bâtiment est régulier en plan. Le Tableau 9.4 donne les critères d'utilisation de modèles plans, de la méthode de calcul par forces latérales et les effets de l'irrégularité sur le coefficient de comportement  $q$ .

Tableau 9.4 Simplifications autorisées pour le calcul

Régularité		Simplification admise		Coefficient de comportement $q$ (pour un calcul linéaire équivalent)
Plan	Elévation	Modèle plan (2-D)	Calcul par forces latérales	
Oui	Oui	Oui	Oui <sup>a</sup>	Valeur de référence
Oui	Non	Oui	Non	Valeur diminuée <sup>b</sup>
Non	Oui	Non <sup>d</sup>	Oui <sup>a</sup>	Peut être inférieur à la valeur de référence <sup>c</sup>
Non	Non	Non	Non	Valeur diminuée <sup>b, c, e</sup>

### 9.3 Equivalent linear analysis, using a $q$ (behaviour) factor

#### 9.3.1 Choice of linear analysis method

Two types of linear analysis are allowed. The first is multimodal response spectrum analysis which is the reference method in EC8. A second, simplified method known as “lateral force analysis” can be used when the two following conditions are met.

- (1) The building is regular in elevation (Section 6.4)
- (2) The fundamental periods  $T_1$  of vibration in both orthogonal horizontal directions satisfy Equation 9.11.

$$T_1 \leq \begin{cases} 4T_C \\ 2.0\text{sec} \end{cases} \quad (9.11)$$

where  $T_C$  (the period at the end of the constant acceleration plateau of the response spectrum) is defined in Section 8.4.

For calculation of  $T_1$  see Section 9.3.3.2.

In general a spatial (3-D) model is required where the building is irregular in elevation, except as permitted in Section 9.3.2 but a planar (2-D) model is always allowed where regularity in plan exists. Table 9.4 gives conditions for the use of planar models and the lateral force method; it also shows the effect of regularity on the behaviour factor  $q$ .

Table 9.4 Simplifications permitted in analysis

Regularity		Permitted Simplification		Behaviour factor $q$ (for equivalent linear analysis)
Plan	Elevation	Planar (2-D) model	Lateral force analysis	
Yes	Yes	Yes	Yes <sup>a</sup>	Reference value
Yes	No	Yes	No	Decreased value <sup>b</sup>
No	Yes	No <sup>d</sup>	Yes <sup>a</sup>	May be reduced below the reference value <sup>c</sup>
No	No	No	No	Decreased value <sup>b, c, e</sup>

**Notes**

- a Pour pouvoir utiliser la méthode de calcul par forces latérales, il convient de considérer aussi les limites sur la période données par l'Equation 9.11.
- b La valeur de référence du coefficient de comportement est multipliée par 0,8 pour les bâtiments irréguliers en élévation.
- c Les bâtiments flexibles en torsion, définis dans la Section 6.3, se voient attribuer des valeurs de référence de  $q$  beaucoup plus faibles que pour des bâtiments équivalents en béton, mais réguliers. Les bâtiments flexibles en torsion sortent du cadre du présent *Manuel*. Certain autres bâtiments irréguliers en plan peuvent aussi se voir attribuer une valeur de  $q$  inférieure, voir les Tableaux 10.1 et 11.2.
- d Aux conditions exposées dans la Section 9.3.2, des modèles plans séparés peuvent être utilisés.
- e *Il est noté que l'analyse linéaire équivalente peut ne pas être toujours adaptée aux bâtiments irréguliers. Les bâtiments très irréguliers (définis dans les Sections 6.3.5 et 6.4.3) sortent du cadre du présent Manuel.*

**9.3.2 Utilisation de modèles plans dans le cas d'irrégularité en plan**

Pour les bâtiments réguliers en élévation, mais pas en plan, l'analyse linéaire peut encore être effectuée en utilisant deux modèles plans, un pour chaque direction horizontale principale, sous réserve du respect de toutes les conditions suivantes :

- Le bâtiment est de catégorie d'importance II ou III (voir le Tableau 8.1).
- Le bâtiment a ses éléments de façade et ses cloisons bien répartis et relativement rigides.
- La hauteur du bâtiment ne dépasse pas 10m.
- Les diaphragmes peuvent être considérés comme rigides.
- Les centres de torsion et de gravité doivent être tous situés approximativement sur une ligne verticale et doivent respecter, pour les deux directions horizontales d'analyse, les conditions suivantes :  $r_x^2 > I_s^2 + x_{cs}^2$  et  $r_y^2 > I_s^2 + y_{cs}^2$ . Les variables apparaissant dans ces équations sont définies dans la Section 6.3.3.

Si toutes ces conditions sont respectées à l'exception de la dernière, l'utilisation de modèles plans reste possible, mais les effets des actions sismiques sont alors à majorer de 25%.

**Notes**

- a There are also maximum limits on the period of vibration for the lateral force method to be allowed – see Equation 9.11.
- b The reference behaviour factor is multiplied by 0.8 for buildings with irregular elevations.
- c Torsionally flexible concrete buildings, defined in Section 6.3, are assigned much lower reference  $q$  values than equivalent concrete buildings which are regular. Torsionally flexible buildings are beyond the scope of this *Manual*. Certain other buildings which are irregular in plan also attract a lowered  $q$  value, see Tables 10.1 and 11.2.
- d Under the specific conditions given in Section 9.3.2, a separate planar model may be used.
- e *It is observed that equivalent linear analysis may not always be suitable for irregular buildings. Highly irregular buildings (defined in Sections 6.3.5 and 6.4.3) are beyond the scope of this Manual.*

**9.3.2 Use of planar models in buildings with irregularity in plan**

When the structure is regular in elevation but is irregular in plan, it is still permitted to carry out a linear analysis by using two planar models, one for each principal horizontal direction, provided all the following conditions are met.

- The building is of importance class II or III (see Table 8.1).
- The façade elements and partitions of the building are well distributed and relatively rigid.
- The height of the building does not exceed 10m.
- The diaphragms can be regarded as rigid.
- The centres of torsion and gravity must all be roughly on a vertical line and must, in the two horizontal directions in consideration, observe the conditions:  $r_x^2 > I_s^2 + x_{cs}^2$  and  $r_y^2 > I_s^2 + y_{cs}^2$ . The variables in this equation are defined in Section 6.3.3.

If all these conditions are satisfied except the last one, two planar models may still be used but the effects of the seismic actions should be increased by 25%.

### 9.3.3 Méthode d'Analyse par forces latérales

#### 9.3.3.1 Effort tranchant sismique à la base $F_b$

L'effort tranchant sismique à la base  $F_b$  est déterminé par l'Equation 9.12, pour chaque direction principale dans laquelle le bâtiment est analysé.

$$F_b = \lambda m S_D(T_1) \quad (9.12)$$

où :

$S_D(T_1)$  est l'ordonnée du spectre de calcul pour la période fondamentale de vibration  $T_1$  (voir la Section 9.3.3.2), pour le mouvement de translation dans la direction considérée,

$m$  est la masse totale du bâtiment au dessus des fondations ou au dessus du sommet d'un soubassement rigide,

$\lambda$  est un coefficient de correction valant :

- 0,85 pour les bâtiments de plus de deux étages lorsque la période  $T_1 \leq 2 \times T_C$ ,  $T_C$  étant la limite supérieure du plateau du spectre de calcul ;
- 1 dans les autres cas.

#### 9.3.3.2 Calcul de la période fondamentale $T_1$

Une valeur approchée de la période fondamentale dans la direction considérée,  $T_1$  (en secondes), peut être obtenue par l'expression suivante :

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (9.13)$$

où :

$H$  est la hauteur du bâtiment, en mètres, depuis le sommet des fondations ou le sommet d'un soubassement rigide.

$C_t$  est égal à :

- 0,085 dans le cas des portiques spatiaux en acier,
- 0,075 dans le cas des portiques spatiaux en béton et des triangulations excentrées en acier,
- 0,050 pour toutes les autres structures.

Pour les structures avec des murs de contreventement en béton ou en maçonnerie,  $C_t$  peut être pris égal à :

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad (9.14)$$

où :

$$A_c = \sum_i [A_i \cdot (0,2 + \alpha_i^2)] \quad (9.15)$$

$$\alpha_i = I_{wi}/H, \text{ sans excéder } 0,9 \quad (9.16)$$

### 9.3.3 Lateral force method

#### 9.3.3.1 Seismic base shear force $F_b$

The seismic base shear force  $F_b$  is given by Equation 9.12, for each principal direction in which the building is analysed.

$$F_b = \lambda m S_D(T_1) \quad (9.12)$$

where:

$S_D(T_1)$  is the ordinate of the design spectrum for the fundamental period of vibration  $T_1$  (see Section 9.3.3.2) for the translation movement in the direction considered,

$m$  is the total mass of the building above the top of the foundations or the top of a rigid raft or rigid basement,

$\lambda$  is a correction factor, equal to:

- 0,85 for the buildings of more than two storeys, when the period  $T_1 \leq 2 \times T_C$ , where  $T_C$  is the higher limit of the design spectrum plateau;
- 1 in the other cases.

#### 9.3.3.2 Calculation of fundamental period $T_1$

An approximate value of the fundamental period in the direction considered  $T_1$  (in seconds) can be obtained by the following expression:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (9.13)$$

where:

$H$  is the height of the building, in metres, from the top of the foundations or the top of a rigid raft or rigid basement.

$C_t$  is equal to:

- 0,085 for moment resisting steel frames,
- 0,075 for moment resisting concrete frames and for eccentrically braced steel frames,
- 0,050 for all other structures.

For structures with concrete or masonry shear walls,  $C_t$  can be taken equal to:

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad (9.14)$$

where:

$$A_c = \sum_i [A_i \cdot (0,2 + \alpha_i^2)] \quad (9.15)$$

$$\alpha_i = I_{wi}/H, \text{ or } 0,9, \text{ if less} \quad (9.16)$$

## Calcul sismique

$A_c$  est l'aire effective totale des sections des murs de contreventement au premier niveau du bâtiment, en  $m^2$ ;  $A_c$  se rapporte à une direction principale donnée de la structure (X ou Y) et est obtenue comme la somme de quantités [entre crochets], qui concernent tous les murs contribuant au contreventement dans cette direction.

Pour chacun des murs contribuant de la sorte :

$A_i$  est l'aire effective de la section transversale du  $i^{\text{ème}}$  mur de contreventement dans la direction considérée, au premier niveau du bâtiment, en  $m^2$ ;

$l_{wi}$  est la longueur du mur de contreventement  $i$  au premier niveau dans la direction considérée, en mètres.

Il est noté que l'Equation 9.15 ci-dessus est écrite dans l'EN 1998-1: 2004 (équation 4.8 de la norme) sous la forme :

$$A_c = \sum_i [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi} / H))^2] \text{ équivalent à } A_c = \sum_i [A_i \cdot (0,2 + \alpha_i)^2]$$

Ainsi le terme élevé au carré n'est pas le même que dans l'Equation 9.15. Il est supposé que l'équation de la norme comporte une erreur de plume et une correction est attendue en conséquence.

En variante, la valeur de  $T_1$  (en secondes) peut être estimée par l'expression suivante :

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (9.17)$$

où :

$d$  est le déplacement élastique horizontal du sommet du bâtiment, en mètres, dû aux charges gravitaires appliquées horizontalement (calcul statique).

### 9.3.3.3 Répartition verticale des forces sismiques

Les forces sismiques horizontales  $F_i$  appliquées à chaque niveau  $i$  (dont la somme est égale à l'effort tranchant sismique à la base  $F_b$ ) peuvent être estimées par la formule suivante (cf. la Figure 9.4) :

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (9.18)$$

où  $s_i$  est le déplacement horizontal du niveau  $i$  dans le premier mode. Il est noté que les déplacements horizontaux  $s_i$  de chaque masse  $m_i$  obtenus dans un calcul statique (voir la fin de la Section 9.3.3.2 ci-dessus) donnent habituellement une approximation raisonnable de la première déformée modale et peuvent donc être utilisés directement dans l'Equation 9.18. En variante, pour les structures régulières en élévation et dans les limites de hauteur considérées dans le présent Manuel (cf. le Tableau 1.1), la forme du mode fondamental peut être considérée comme linéaire en fonction de la

$A_c$  is the total effective area of the sections of the shear walls at the first storey of the building, in  $m^2$ ;  $A_c$  relates to a specific principal axis of the structure (X or Y) and is obtained as a sum of the quantities in [square brackets] which apply to all shear walls contributing to bracing in that direction.

For each such shear wall:

$A_i$  is the area of the  $i^{\text{th}}$  shear wall contributing to bracing in the direction under consideration, calculated at the first storey of the building, in  $m^2$ ;

$l_{wi}$  is the length of shear wall  $i$  at the first storey in the direction under consideration, in metres.

It may be noted that equation 9.15 above appears in EN 1998-1: 2004 (equation 4.8 in the code) as:

$$A_c = \sum_i [A_i \cdot (0.2 + (l_{wi} / H))^2] \text{ which is equivalent to } A_c = \sum_i [A_i \cdot (0.2 + \alpha_i)^2]$$

Thus the term that is squared differs from equation 9.15. It is believed that the version of the equation in the code is a simple error, and an amendment to the code is expected in due course.

Alternatively, the value of  $T_1$  (in seconds) can be estimated by the following expression:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (9.17)$$

where:

$d$  is the horizontal elastic displacement at the top of the building, in metres, due to the gravity loads applied horizontally (static analytical calculation).

### 9.3.3.3 Vertical distribution of seismic forces

The horizontal seismic forces  $F_i$  applied to each storey  $i$  (the sum of which equals the seismic base shear force  $F_b$ ) may be estimated according to the following formula (see Figure 9.4):

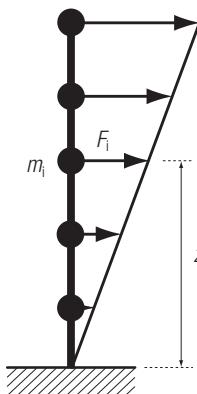
$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (9.18)$$

where  $s_i$  is the horizontal deflection at storey  $i$  in the first mode. It may be observed that the set of horizontal displacements  $s_i$  of each mass  $m_i$  obtained from the static analytical calculation (see end of Section 9.3.3.2 above) usually represents a reasonable approximation to the first mode shape, and hence can be used directly in Equation 9.18. Alternatively, for structures which are regular in elevation and are within the height limits corresponding to the scope of the Manual (see Table 1.1), the shape of the fundamental mode can be approximated to a straight line. The horizontal

hauteur. Dans ce cas, la force sismique horizontale  $F_i$  appliquée à chaque niveau  $i$  peut être estimée par la formule suivante :

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (9.19)$$

où  $z_i$  est la hauteur de la masse  $m_i$  au dessus du niveau associé à  $F_b$  – voir la Figure 9.4.



**Fig 9.4** Répartition des forces latérales en fonction de la hauteur

Les forces sismiques  $F_i$  ainsi obtenues dans chaque direction horizontale par les Equations 9.18 ou 9.19 constituent un cas de chargement statique, chaque force étant la résultante des actions d'inertie appliquées à un plancher.

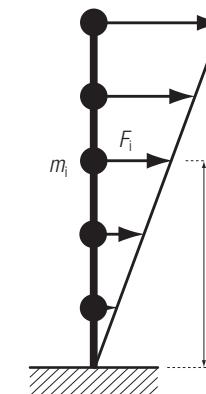
#### 9.3.3.4 Répartition des forces sismiques en plan

Chaque force  $F_i$  est répartie au niveau considéré dans les différents éléments verticaux composant le contreventement. Cette répartition est effectuée par chaque plancher, généralement considéré comme un diaphragme rigide. En principe, cette répartition tient compte du moment d'axe vertical associé dû à la torsion (voir Section 9.3.2), sauf si les approximations conservatives données par les Equations 9.5 ou 9.6 sont utilisées.

seismic force  $F_i$  applied to each storey  $i$  may then be estimated according to the following formula:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (9.19)$$

where  $z_i$  is the height of the mass  $m_i$ , i.e. the height above the level associated with the base shear  $F_b$  – see Figure 9.4.



**Fig 9.4** Height distribution of forces in lateral force analysis

The set of seismic forces  $F_i$  thus obtained in each horizontal direction according to Equations 9.18 or 9.19 constitutes a static load case, each force being the resultant of the inertia loads applied to a floor.

#### 9.3.3.4 Distribution of seismic forces in plan

Each force  $F_i$  is distributed at the level considered into the various lateral load resisting elements. This distribution is effected by the floor diaphragms, which may normally be considered to be rigid. Normally the distribution should also allow for the associated moment about the vertical axis due to torsion (see Section 9.2.3), unless the conservative approximations of Equations 9.5 or 9.6 are used.

#### 9.3.4 Combinaison des réponses modales dans l'analyse multimodale spectrale

La réponse de tous les modes de vibration contribuant de façon significative à la réponse globale doit être prise en compte. Ce principe est supposé satisfait si l'une **ou** l'autre des deux conditions ci-après est respectée, dans chacune des directions principales horizontales :

- la somme des masses modales effectives pour les modes considérés atteint au moins 90% de la masse totale de la structure ;
- tous les modes dont la masse modale effective est supérieure à 5% de la masse totale sont pris en compte.

Cependant, dans le cas d'un modèle spatial où il serait difficile d'obtenir ce résultat, il est admis que le principe est respecté en prenant un nombre de modes au moins égal à  $k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$ , où  $n$  est le nombre de niveaux de superstructure. La période  $T_k$  du mode le plus élevé pris en compte doit cependant rester inférieure à 0,2 secondes.

*Quand la somme des masses modales effectives est inférieure à 90% de la masse totale de la structure et un calcul est effectué avec le nombre de modes spécifié au paragraphe précédent, il est recommandé d'ajouter un mode rigide pour prendre en compte la « masse manquante » – cf. PS92<sup>10</sup> Clause 6.6.1.3.4.*

*Même lorsque plus de 90% de la masse totale est prise en compte dans le calcul, les résultats peuvent être entachés d'une erreur significative. Deux cas peuvent être distingués.*

- (1) *Quand la période  $T_k$  du mode de rang le plus élevé pris en compte dans le calcul est inférieure à 0,2s, les sollicitations obtenues près de la base de la structure, quand y est concentrée une part importante de la masse de la structure, peuvent être sous estimées, particulièrement dans les éléments de fondation et sur le sol. Dans ce cas, la méthode de la masse manquante décrite ci-dessus peut être adoptée (cf. PS92 Clause 6.6.1.3.4).*
- (2) *Quand la période  $T_k$  du mode de rang le plus élevé pris en compte dans le calcul est supérieure à 0,2s, les forces peuvent être sous estimées près du sommet des structures élancées. Dans de tels cas, le nombre de modes pris en compte doit être augmenté.*

Pour combiner les modes, l'effet total  $E_E$  de l'action sismique (force, déplacement, etc.) peut être pris comme la racine carrée de la somme des carrés des effets  $E_{Ei}$  calculés mode par mode (combinaison quadratique simple, SRSS), pourvu que tous les modes puissent être considérés comme indépendants:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (9.20)$$

#### 9.3.4 Modal combinations in multimodal response spectrum analysis

The response of all the modes of vibration contributing significantly to the total response must be taken into account. This principle is deemed to be satisfied if **either** of the two conditions below is fulfilled in each principal horizontal direction:

- the sum of the effective modal masses for the modes considered reaches at least 90% of the total mass of the structure;
- all the modes whose effective modal mass is higher than 5% of the total mass are taken into account.

However, in the case of a spatial model where it would be difficult to satisfy this condition, the principle may be satisfied by taking into account a number of modes at least equal to  $k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$ , where  $n$  is the number of levels in superstructure. The period  $T_k$  of the highest mode should however not be greater than 0.2 seconds.

*Where the sum of the effective modal masses is less than 90% of the total mass of the structure, and an analysis is performed with the number of modes specified in the previous paragraph, it is recommended that a rigid body mode should be added to account for the 'missing mass' – see PS92<sup>10</sup> Clause 6.6.1.3.4.*

*Even where more than 90% of the total mass is included in the analysis, the results may still be subject to significant error. Two cases may be distinguished.*

- (1) *Where the period of the highest mode  $T_k$  accounted for in the analysis is less than 0.2sec, the forces near the base of a structure with large mass concentrations near its base may be underestimated, particularly in the foundation structure and soils. In this case, the 'missing mass' procedure described above may be adopted (see PS92 Clause 6.6.1.3.4).*
- (2) *Where the period of the highest mode  $T_k$  accounted for in the analysis is greater than 0.2sec, forces may be underestimated near the top of tall or slender structures. In such cases, the number of modes included in the analysis should be increased.*

To combine the modes, the total seismic action effect  $E_E$  (force, displacement, etc.) may be taken as the square root of the sum of the squares (SRSS) of the action effects  $E_{Ei}$  due to individual modes, provided all the modes can be regarded as independent:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (9.20)$$

9.3

### Calcul sismique

Les modes peuvent être considérés comme indépendants lorsque leurs périodes sont éloignées de plus de 10%.

Pour des modes dépendants, des méthodes plus précises doivent être adoptées (par exemple, la méthode de combinaison quadratique complète CQC – cf. l'ASCE 4-98<sup>42</sup> ou les PS92<sup>10</sup> Clause 6.6.2.3).

#### 9.3.5 Calcul des déplacements

Les déplacements produits par l'action sismique de calcul doivent être calculés sur la base des déformations élastiques de la structure à l'aide de l'expression :

$$d_s = q \cdot d_e \quad (9.21)$$

où :

$d_s$  est le déplacement d'un point dû à l'action sismique de calcul,  
 $q$  est le coefficient de comportement pris en compte dans l'action sismique de calcul,  
 $d_e$  est le déplacement du même point déterminé par l'étude linéaire équivalente.

Il n'est pas besoin que la valeur de calcul  $d_s$  soit supérieure à la valeur déduite du spectre de réponse élastique (Section 8.4). *Il est noté que le déplacement obtenu par un calcul élastique est inférieur à celui donné par l'Equation 9.21 quand la limite inférieure  $\beta a_g$  est prise comme valeur de calcul de l'accélération, conformément aux Equations 8.9 et 8.10.*

Modes may be regarded as independent when their periods differ by more than 10%.

For dependent modes, more rigorous methods (for example the complete quadratic combination (CQC) method – see ASCE 4-98<sup>42</sup> or PS92<sup>10</sup> Clause 6.6.2.3) should be used.

#### 9.3.5 Calculation of displacement

The displacements induced by the design seismic action must be calculated on the basis of the elastic deformation of the structural system, using the expression:

$$d_s = q \cdot d_e \quad (9.21)$$

where:

$d_s$  is the displacement of a point due to the design seismic action,  
 $q$  is the behaviour factor taken into account in the design seismic action,  
 $d_e$  is the displacement at the same point determined from the equivalent linear analysis.

The design value  $d_s$  need not be higher than the value obtained from the elastic response spectrum (Section 8.4). *It may be observed that the deflection from an elastic analysis will be less than that from Equation 9.21 when the lower limit  $\beta a_g$  in Equations 8.9 and 8.10 governs the design spectral acceleration.*

## 9.4 Méthodes d'analyse non linéaire

### 9.4.1 Introduction

*Il est noté que cette Section donne quelques conseils pour l'application des méthodes de calcul non linéaire, mais ne constitue pas un ensemble complet de directives. Une information plus complète peut être trouvée dans un guide AFPS<sup>22</sup>, dans Fajfar and Krawinkler<sup>43</sup>, dans l'ATC-40<sup>44</sup>, dans l'ASCE41-06<sup>35</sup>, dans le FEMA 440<sup>45</sup> et dans Chopra<sup>46</sup>. Des indications générales sur la méthode d'analyse en poussée progressive sont données dans la Section 9.4.4 ; pour une utilisation pratique, plus de détails sont donnés dans l'annexe informative B de l'EC8 Partie 1<sup>3</sup>. Des valeurs admissibles des déformations plastiques correspondant aux différents états limites ne sont pas données dans l'EC8 Partie 1, mais cette information figure dans les annexes informatives de l'EC8 Partie 3<sup>47</sup>.*

### 9.4.2 Modélisation pour les calculs non linéaires

Dans un calcul non linéaire, le modèle doit représenter de manière adéquate le comportement post-élastique des différents éléments et la distribution de résistance dans la structure.

Pour la modélisation du comportement des éléments structuraux, il convient d'utiliser des lois force-déformation au moins bilinéaires pour chaque élément. Dans les bâtiments en béton armé et en maçonnerie, la rigidité élastique d'une relation force-déformation bilinéaire doit correspondre à celle des sections fissurées. Dans les éléments ductiles, supposés présenter des excursions dans le domaine post-élastique pendant la réponse, la rigidité élastique d'une relation bilinéaire doit être la rigidité sécante au point de plastification. Il est cependant admis d'utiliser des lois force-déformation tri-linéaires, prenant en compte les rigidités pré- et post-fissuration.

Pour ces lois force-déformation, il peut être admis un palier plastique de pente nulle. Si une dégradation de la résistance peut se produire, par exemple pour les murs en maçonnerie ou pour d'autres éléments fragiles, elle doit être prise en compte dans la loi force-déformation de ces éléments.

Les efforts normaux dus aux charges gravitaires doivent être pris en compte lors de la détermination des relations force-déformation des éléments structuraux. En revanche, les moments fléchissants dus à ces charges gravitaires dans les éléments verticaux de la structure peuvent être négligés, à moins qu'ils n'influencent de manière significative le comportement global de la structure.

Les propriétés des éléments doivent être les valeurs moyennes des propriétés des matériaux, estimées à partir des valeurs caractéristiques correspondantes, sur la base des informations fournies dans les EC2 à EC6 ou dans les normes européennes relatives aux matériaux.

## 9.4 Non-linear methods

### 9.4.1 Introduction

*It may be observed that this section offers some advice on the application of non-linear methods but does not set out comprehensive guidelines. Fuller information can be found in an AFPS guide<sup>22</sup>, Fajfar and Krawinkler<sup>43</sup>, ATC-40<sup>44</sup>, ASCE41-06<sup>35</sup>, FEMA 440<sup>45</sup> and Chopra<sup>46</sup>. General guidance on the pushover method is given in Section 9.4.4; more complete details for practical use are given in informative annex B of EC8 Part 1<sup>3</sup>. Acceptance values for the plastic deformations corresponding to various limit states is not provided in EC8 Part 1, but information is given in the informative annexes to EC8 Part 3<sup>47</sup>.*

### 9.4.2 Modelling issues

In the case of non-linear analysis, the model should adequately represent the post-elastic behaviour of the structural elements and the distribution of strength in the structure.

In modelling the structural elements, as a minimum a bilinear force-deformation relationship should be used at the element level. In reinforced concrete and masonry buildings, the elastic stiffness of a bilinear force-deformation relation should correspond to that of cracked sections. In ductile elements, expected to exhibit post-yield excursions during the response, the elastic stiffness of a bilinear relation should be the secant stiffness to the yield-point. Trilinear force-deformation relationships, which take into account pre-crack and post-crack stiffnesses, are also permitted.

For these force-deformation relationships, a zero post-yield stiffness may be assumed. If strength degradation is expected, e.g. for masonry walls or other brittle elements, it must be included in the force-deformation relationships of those elements.

Axial forces due to gravity loads should be taken into account when determining force – deformation relationships for structural elements. On the other hand, bending moments in vertical structural elements due to gravity loads may be neglected, unless they substantially influence the global structural behaviour.

Element properties should be based on mean values of the properties of the materials, estimated from the corresponding characteristic values on the basis of information provided in EC2 to EC6 or in European standards related to materials.

### 9.4.3 Vérifications de sécurité

L'action sismique doit être appliquée dans les directions positive et négative et les effets sismiques maximaux en résultant doivent être utilisés dans la justification.

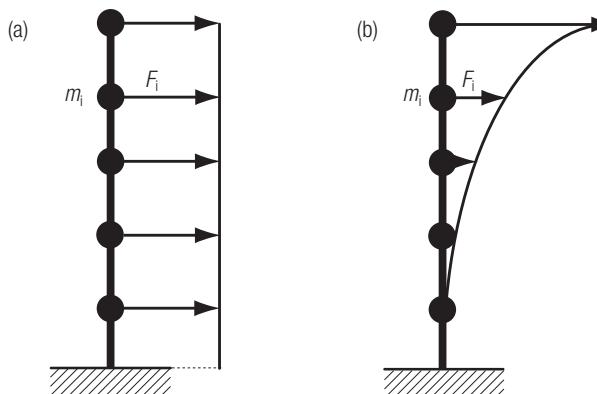
Pour la vérification des éléments, la vérification de sécurité  $E_d \leq R_d$  s'applique en termes de forces uniquement pour les éléments fragiles. Dans cette condition,  $E_d$  est la valeur de calcul de l'effet obtenue dans le calcul non linéaire dans la situation sismique de calcul et  $R_d$  est la valeur de calcul de la résistance correspondante.

Pour les zones dissipatives, qui sont conçues avec les dispositions constructives nécessaires pour bénéficier d'une ductilité suffisante, cette condition doit être respectée en termes de déformation des éléments (par exemple, rotation des rotules plastiques ou rotation de la corde), avec les coefficients partiels des matériaux appropriés, appliqués aux capacités de déformation des éléments. Les déformations dues aux actions sont celles obtenues par le calcul.

### 9.4.4 Analyse statique non linéaire (en poussée progressive)

L'analyse en poussée progressive est une analyse statique non linéaire conduite sous charges gravitaires constantes et des actions horizontales qui croissent de façon monotone. Il convient d'appliquer indépendamment au moins deux distributions verticales d'accélérations latérales :

- un schéma «uniforme», fondé sur des forces latérales proportionnelles à la masse quelle que soit la hauteur (accélération uniforme, Figure 9.5(a)) ;
- un schéma «modal», conduisant à une distribution de forces latérales proportionnelle à celle déterminée dans l'analyse élastique (Figure 9.5(b)).



**Fig 9.5** Distributions des forces latérales pour un calcul en poussée progressive

### 9.4.3 Safety verification

The seismic action should be applied in both positive and negative directions and the resulting maximum seismic effects should be used.

For element verification, the safety verification  $E_d \leq R_d$  applies in terms of forces only for brittle elements. In this condition,  $E_d$  is the design value of the effect under consideration in the seismic design situation from the non-linear analysis, and  $R_d$  is the design value of the corresponding resistance.

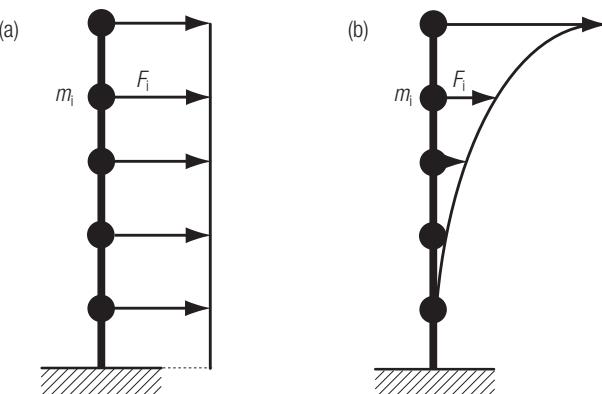
For dissipative zones, which are designed and detailed for ductility, justification should be in terms of member deformations (e.g. plastic hinge or chord rotations), with appropriate material partial factors applied on member deformation capacities. The deformation action effects to use are those obtained directly from the analysis.

### 9.4.4 Non-linear static (pushover) analysis

Pushover analysis is a non-linear static analysis carried out under conditions of constant gravity loads and monotonically increasing horizontal loads.

At least two vertical distributions of lateral accelerations should be applied independently:

- a 'uniform' pattern, based on lateral forces that are proportional to mass regardless of elevation (uniform response acceleration, Figure 9.5(a));
- a 'modal' pattern, leading to a distribution of lateral forces proportional to that determined in the elastic analysis (Figure 9.5(b)).



**Fig 9.5** Alternative distributions of lateral forces for a pushover analysis

## Calcul sismique

Le mécanisme plastique doit être déterminé pour les deux distributions de charges latérales appliquées. L'excentricité accidentelle doit être prise en compte.

Dans les mêmes conditions de régularité que pour les analyses linéaires, deux modèles plans peuvent être utilisés pour l'analyse en poussée progressive. Les bâtiments qui ne respectent pas ces critères doivent être analysés à l'aide d'un modèle spatial. Néanmoins, dans ce cas, deux analyses indépendantes peuvent être faites avec, pour chaque analyse, des actions latérales appliquées dans une seule direction. Les effets de la torsion peuvent alors être évalués comme indiqué dans la Section 9.2.3.

La courbe de capacité doit être construite jusqu'à un déplacement de contrôle excédant de 50% le déplacement cible.

Le déplacement de contrôle peut être pris au centre de gravité de la terrasse du bâtiment, sans considération d'un éventuel appentis en terrasse.

Le déplacement cible doit être défini comme la demande sismique déduite du spectre de réponse élastique en termes de déplacement d'un système équivalent à un seul degré de liberté. Des indications plus détaillées sur la façon de procéder sont données dans l'annexe informative B de l'EC8 Part 1<sup>3</sup>.

The plastic mechanism should be determined for the two lateral load distributions applied. Accidental eccentricity should be taken into account.

Subject to the same regularity conditions as for linear analyses, two plane models may be used for the pushover analysis. Buildings which do not fit these criteria should be analysed with a spatial model. In this case, two independent analyses can still be performed, with lateral actions applied in only one direction for each analysis. The torsional effects may be estimated in accordance with Section 9.2.3.

The capacity curve should be determined for values of the control displacement exceeding by 50% the target displacement.

The control displacement may be taken at the centre of mass of the roof of the building, without consideration of any penthouse.

The target displacement should be defined as the seismic demand derived from the elastic response spectrum in terms of the displacement of an equivalent single-degree-of-freedom system. Detailed advice is given in informative annex B of EC8 Part 1<sup>3</sup>.

## 9.5 Effets du second ordre ( $P-\Delta$ )

Pour les structures élancées, le déplacement horizontal des masses induit un moment fléchissant supplémentaire dû à l'excentrement du poids de ces masses par rapport à l'axe vertical, moment dit du second ordre. Il n'est pas nécessaire de prendre en compte cet effet lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les étages :

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} d_r}{V_{\text{tot}} h} \leq 0,10 \quad (9.22)$$

où (voir la Figure 9.6) :

- $\theta$  est le coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages,
- $P_{\text{tot}}$  est la charge gravitaire totale due à tous les planchers situés au dessus de l'étage considéré, y compris celui-ci, dans la situation sismique de calcul,
- $V_{\text{tot}}$  est l'effort tranchant sismique total au niveau considéré,
- $d_r$  est le déplacement relatif de calcul entre planchers, pris comme la différence de déplacement latéral moyen  $d_s$  entre le haut et le bas de l'étage considéré, calculés conformément à la Section 9.3.5,
- $h$  est la hauteur de l'étage considéré.

## 9.5 $P-\Delta$ effects

For flexible structures, the horizontal displacement of the masses may induce an additional bending moment due to the offset of the weight of these masses compared to the vertical axis, known as the  $P-\Delta$  effect. It is not necessary to take into account this effect when the following condition is satisfied at all levels:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} d_r}{V_{\text{tot}} h} \leq 0.10 \quad (9.22)$$

where (see Figure 9.6):

- $\theta$  sensitivity factor to relative displacement between storeys,
- $P_{\text{tot}}$  total gravity load due to all the floors located above the level considered, including the one considered, in the design seismic situation,
- $V_{\text{tot}}$  total seismic shear force at the level considered,
- $d_r$  design interstorey drift, evaluated as the difference of the average lateral displacements  $d_s$  at the top and bottom of the storey under consideration and calculated in accordance with Section 9.3.5;
- $h$  height of storey under consideration.

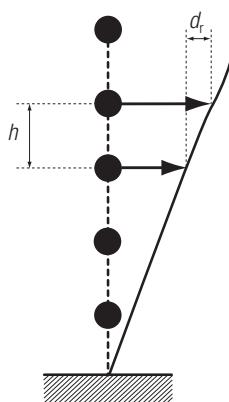


Fig 9.6 Calcul du coefficient de sensibilité aux effets du second ordre  $\theta$

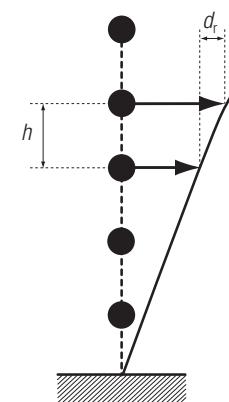


Fig 9.6 Calculation of  $P$ -delta sensitivity factor  $\theta$

Les conséquences des valeurs de  $\theta$  sur le calcul sont données dans le Tableau 9.5.

**Tableau 9.5 Conséquences des valeurs du coefficient de sensibilité  $\theta$  sur le calcul**

$\theta \leq 0,1$	Inutile de prendre en compte les effets du second ordre.
$0,1 < \theta \leq 0,2$	Les effets du second ordre peuvent être pris en compte approximativement en multipliant les effets des actions sismiques par $1/(1 - \theta)$ .
$0,2 < \theta \leq 0,3$	Les effets du second ordre doivent être pris en compte explicitement par un calcul ( <b>NB</b> : ce type de calcul n'entre pas dans le cadre du présent Manuel).
$\theta > 0,3$	Non autorisé.

Consequences of values of  $\theta$  on the analysis are given in Table 9.5.

**Table 9.5 Consequences of values of  $P-\Delta$  coefficient  $\theta$  on the analysis**

$\theta \leq 0,1$	No need to consider $P-\Delta$ effects.
$0,1 < \theta \leq 0,2$	$P-\Delta$ effects may be taken into account approximately by amplifying the effects of the seismic actions by $1/(1 - \theta)$ .
$0,2 < \theta \leq 0,3$	$P-\Delta$ effects must be accounted for by an analysis including second order effects explicitly. ( <b>Note</b> this type of analysis is beyond the scope of this Manual).
$\theta > 0,3$	Not permitted.